

ARMIERTER BETON.

1915. MÄRZ.

INHALT

Wassertürme aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Spangenberg, Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann (Dresden). S. 55.

Versuche von C. Bach und O. Graf mit bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die durch zentrischen und exzentrischen Druck belastet wurden. Von O. Graf. (Schluß von S. 39.) S. 68.

Die Berechnung von Rippenkuppeln mit oberem und

unterem Ringe. Von Axel Bendixsen (Java). (Fortsetzung von S. 49.) S. 76.

Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schober (Dresden). S. 80.

Wirtschaftliche Rundschau: Einsturz eines Neubaus durch Ausschachtungen auf dem Nachbargrundstück. S. 83.

Patentschutz an feindliche Ausländer. S. 84.

Verschiedene Mitteilungen. S. 84.

WASSERTÜRME AUS EISENBETON.

Von Dipl.-Ing. Spangenberg,

Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann (Dresden).

I. Allgemeines.

Die nachstehend beschriebenen Wassertürme aus Eisenbeton sind unter der Leitung des Verfassers in den Jahren 1908 bis 1913 von der Karlsruher Niederlassung der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. entworfen und ausgeführt worden. Es ist daher seit der Erbauung der Türme jetzt auch eine genügende Zeit verstrichen, um das Urteil abgeben zu können, daß sie sich im Betrieb und in der Unterhaltung bewährt haben. Trotzdem der Inhalt der Wasserbehälter zwischen 95 cbm und 700 cbm schwankt, stimmen die Türme doch in einer Reihe grundsätzlicher konstruktiver Anordnungen überein, die bei der Durcharbeitung zahlreicher Entwürfe als zweckmäßig erkannt worden sind und die vor der Beschreibung der einzelnen Entwürfe zunächst allgemein besprochen werden sollen.

Der wichtigste Konstruktionsteil, der eigentliche Wasserbehälter, ist stets in Eisenbeton ausgeführt und als Rotationskörper ausgebildet, wodurch erreicht wird, daß gleichmäßig verteilte, ringförmige, zur Rotationsaxe konzentrische Belastungen nur Normalkräfte hervorrufen. Die Wandungen der Behälter sind Kreiszylinder- oder Kegelstumpfmantelflächen, so daß die Horizontalschnitte bei Deformationen durch den Wasserdruck geometrisch ähnlich bleiben und daher, im Gegensatz zu Behältern mit polygonalem Grundriß und ebenen Wänden, Biegebungsbeanspruchungen in den Wänden nicht auftreten.*) Bekanntlich sind daher Behälter von kreisförmigem Grundriß in ihren Wandungen

leichter und mit erheblich geringerem Aufwand an Eiseneinlagen zu konstruieren als solche mit polygonalem, z. B. quadratischem Grundriß und ebenen Wänden. Bei Wassertürmen kommt mittelbar noch die weitere Ersparnis hinzu, daß infolge der leichteren Konstruktion auch geringere Gewichte aus der zumeist beträchtlichen Höhe des Behälters auf den Erdboden zu übertragen sind.

Gleiche Erwägungen führten dazu, die Böden der Behälter nicht als auf Biegung beanspruchte Plattenbalkendecken, sondern durchweg als gesprengte Böden, und zwar als Kugel- oder Kegelsböden auszuführen, die also auch durch gleichmäßig verteilte, zur Behälterachse konzentrische Lasten nur durch Meridian- und Ringkräfte beansprucht werden. Am unteren Rande der Böden ergibt sich bei allen Behältern, ähnlich wie bei Kuppel- und Zeltdachkonstruktionen, als wichtigstes Konstruktionsglied ein kräftiger Zugring, der teils mit Rundeisen, teils mit Profileisen zur Aufnahme der Zugkräfte bewehrt ist und der außerdem zumeist, als Ringträger zwischen den Köpfen der Eisenbetonsäulen des Turmschaftes sich spannend, in erheblichem Maße auf Biegung beansprucht und hierfür als kontinuierlicher Träger armiert ist. Eine Verminderung der Zugkraft in diesem Fußring ist, wenigstens bei den größeren Behältern, durch Gegenböden in Form eines Kegelstumpfmantels bewirkt worden. Ein voller Ausgleich der Horizontalschübe von Hauptboden und Gegenboden, nach Intze's Vorschlag für eiserne Behälter, wurde jedoch nicht angewandt, weil sich dabei eine zu große Verbreiterung der Turmköpfe ergeben hätte und dadurch die architektonische Gestaltung der Türme sehr beeinträchtigt worden wäre.

Gerade auf die äußere Erscheinung der Türme ist aber besondere Sorgfalt verwendet

*) Dabei sind die Biegebungsbeanspruchungen infolge der Verbindung der Wandung mit dem Behälterboden vernachlässigt, was bei den beschriebenen Entwürfen zulässig erschien, da die Behälterwände ohnehin reichlich mit senkrechten Eisen armiert sind.

worden, nicht zum mindesten dadurch, daß die architektonische Bearbeitung in die Hand erfahrener Architekten gelegt wurde. Die Rücksichtnahme auf die äußere Form sollte bei so hochragenden Bauten wie Wassertürmen, die zumeist ein ganzes Landschaftsbild oder den Teil eines Stadtbildes beherrschen, nie aus den Augen gelassen werden. So hat denn bei verschiedenen der beschriebenen Beispiele die Möglichkeit einer besseren architektonischen Ausge-

dichtheit, die natürlich die Hauptsache bei einem Wasserturm ist, bei allen beschriebenen Behältern lediglich durch einen sog. wasserdichten Zementverputz erzielt, der auf der Innenseite der Behälter, ohne irgendwelche Zusätze, durch geübte, zuverlässige Stamarbeiter nach einem in langjähriger Erfahrung ausgebildeten Spezialverfahren aufgebracht wurde. Zu beachten ist dabei, daß der Verputz nicht bei Frost aufgebracht wird und womöglich auch nicht allzulange vor der Füllung des Behälters; denn bei längerem Erhärten an der Luft bilden sich in dem Verputz, wie in jedem fetten Zementmörtel, infolge des Schwindens Haarrisse, die beim Erhärten unter Wasser nicht auftreten. Geringfügige Schwindrisse schließen sich übrigens wieder, wenn der Behälter gefüllt wird, weil auch bereits an der Luft erhärteter Zementmörtel bei nachfolgender Wassererhärtung quillt.*) Durch diese Überlegung erklärt sich die von erfahrenen Praktikern mehrfach beobachtete Tatsache, daß etwaige beim Füllen sich zeigende geringfügige Undichtheiten wasserdicht verputzter Betonbehälter nach einigen Tagen von selbst verschwinden.

Zur Erhaltung der Wasserdichtheit des Verputzes ist auch darauf zu achten, daß nicht etwa die in den Behälterwandungen und Zugringen auftretenden Ringkräfte so große Dehnungen im Beton erzeugen, daß hierdurch Risse im Verputz auftreten können. Wenn man bei der statischen Berechnung zur Sicherheit die Zugkraft auch allein den Eiseneinlagen zuweist und daraus den erforderlichen Eisenquerschnitt f_e bestimmt, so muß man daneben auch prüfen, daß die Zugbeanspruchung σ_{bz} des Betons ein als zulässig erachtetes Maß nicht überschreitet, wenn die Zugkraft, wie es ja tatsächlich der Fall ist, von dem Verbundquerschnitt $f_b + n f_e$ aufgenommen wird. Aus dieser Forderung ergibt sich bekanntlich für bestimmte zulässige Werte σ_e und σ_{bz} ein Armierungsprozentsatz

$$\mu_0 = \frac{100}{\frac{\sigma_e}{\sigma_{bz}} - n},$$

der nicht überschritten werden darf und also für Behälterwandungen eine Mindestwandstärke (in cm)

$$d = \frac{f_e}{\mu_0},$$

wobei f_e in qcm den Eisenquerschnitt auf 100 cm Höhe der Behälterwand bedeutet**) Bei den größeren der beschriebenen Behälter ist diese Überlegung für die Bestimmung der Wandstärke

*) Vergl. die Versuche von Rudeloff u. Sieglerschmidt in Heft 23 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, insbesondere die graphische Darstellung auf S. 23.

**) Vergl. hierüber Handbuch für Eisenbeton. 2. Aufl. 5. Band S. 328.

Fig. 1 a.

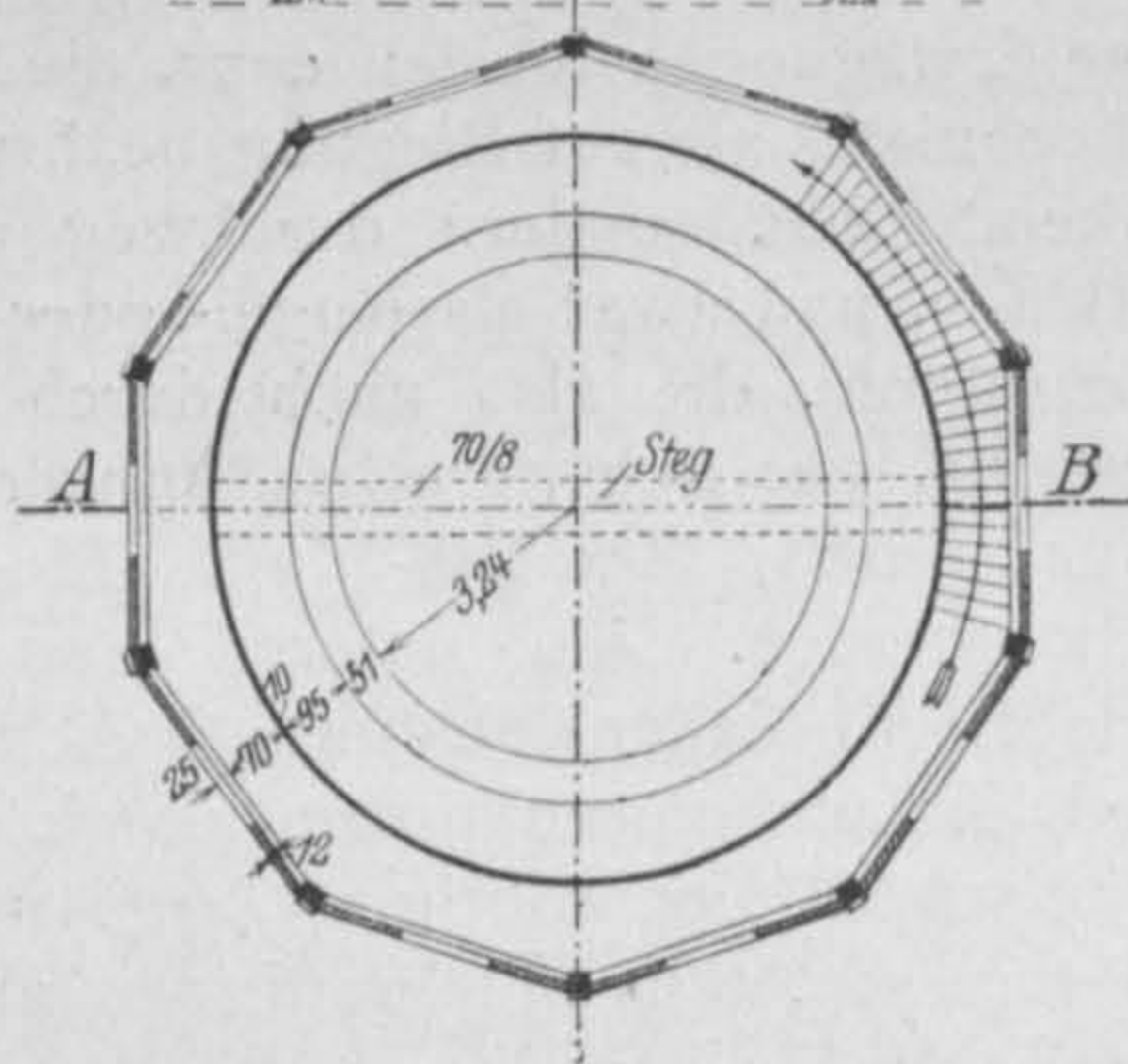
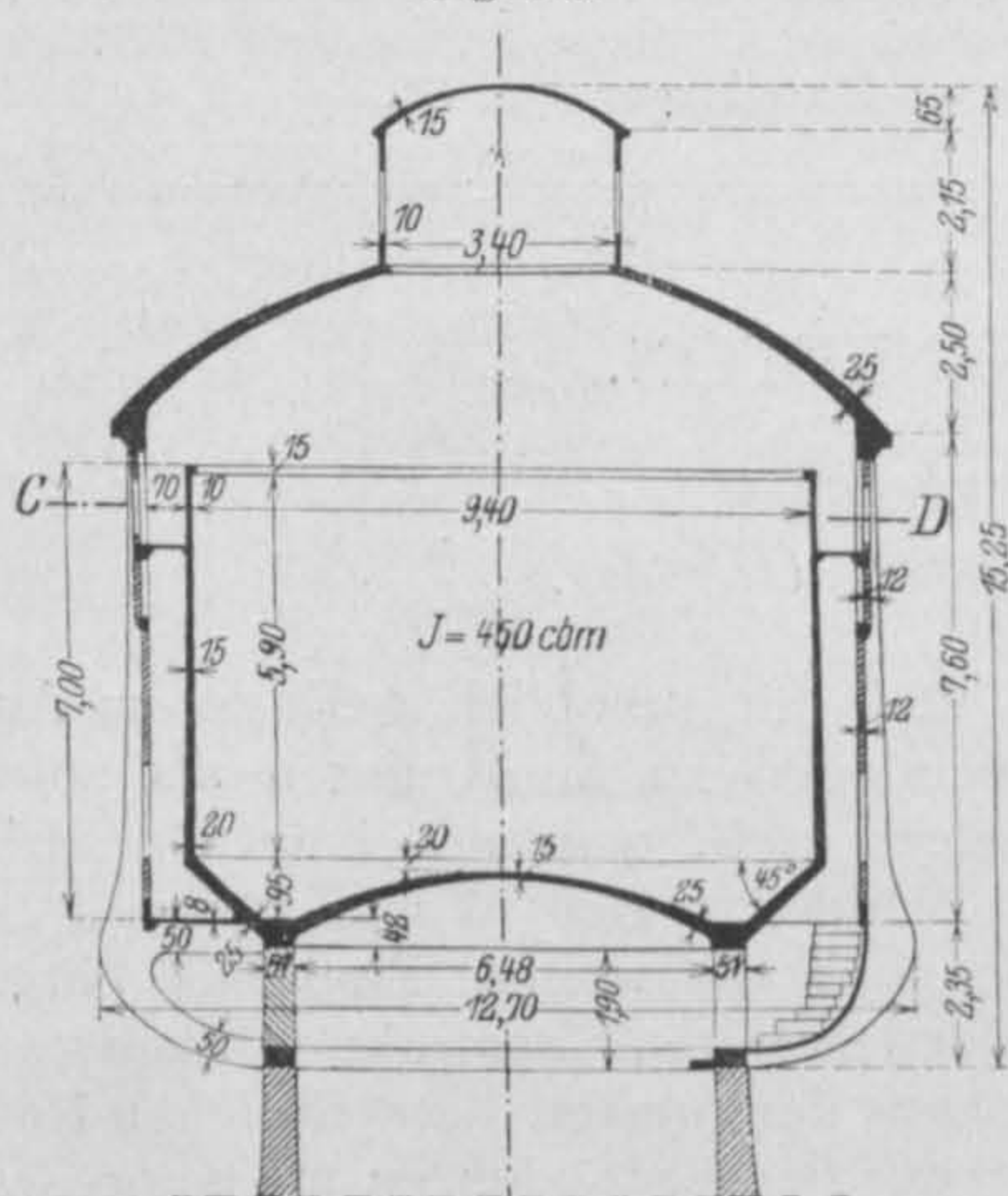


Fig. 1 b.

Wasserturm Edingen.
Senkrechter und wagerechter
Schnitt durch den Behälter.

staltung mit Recht dazu beigetragen, daß eine Ausführung in Eisenbeton gegenüber einer Eisenkonstruktion bevorzugt wurde.

Außerdem sprachen für die Ausführung in Eisenbeton die größere Dauerhaftigkeit und die Verminderung der Unterhaltungskosten, die namentlich bei dem eigentlichen Wasserbehälter ins Gewicht fallen. Wie gut sich die hier beschriebenen Türme in dieser Hinsicht bewährt haben, geht daraus hervor, daß bei keinem der Türme seit der Inbetriebnahme irgendeine Beanstandung, auch nicht in bezug auf die Wasserdichtigkeit, vorgekommen ist. Dabei wurde die Wasser-

maßgebend gewesen; während bei den kleineren Behältern die Wandstärke aus konstruktiven Gründen größer gewählt werden mußte, als sie sich nach dieser Rechnung ergibt.

Gleich wichtig für den Bestand wie für den ordnungsgemäßen Betrieb von Wassertürmen ist in unserem Klima eine gute Temperaturisolierung der Behälter. Bei Türmen mit geschlossenem Unterbau, die architektonisch befriedigendere Lösungen gestatten, wird die Isolierung des Behälterbodens von selbst erreicht, wie auch die Rohrleitungen dann am besten geschützt sind. Die Temperaturisolierung der Behälterwandungen ist bei den beschriebenen Beispielen durch vorgeblendete Backsteinwände mit Luftzwischenraum erzielt worden. Die Größe dieses Zwischenraumes hängt von dem Verwendungszweck des Wassers ab, bei Brauchwasser kann er kleiner als bei Trinkwasser sein.

An Hand der vorstehend entwickelten allgemeinen Gesichtspunkte sind im folgenden fünf Beispiele von Wassertürmen mit ihren besonderen konstruktiven Anordnungen beschrieben. Als Mitarbeiter bei Entwurf und Ausführung dieser Türme war in erster Linie Herr Dipl.-Ing. Stark beteiligt, dem die Berechnung und konstruktive Einzelausbildung sowie teilweise auch die Bauleitung oblag.

II. Wasserturm Edingen (1908).

Im Großherzogtum Baden wird die Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung der kleinen Gemeinden durch staatliche technische Behörden, die sog. Kulturinspektionen, beaufsichtigt. Diese üben für die kleinen Gemeinden, die keine eigenen Baubeamten besitzen, die Tätigkeit des entwerfenden und beratenden Ingenieurs aus und besorgen die Bauleitung bei Ausführungen. So hat z. B. die Kulturinspektion Heidelberg (Vorstand: Baurat Walliser) eine ganze Anzahl Grundwasserversorgungen für die zwischen der Bergstraße und dem Rheine liegenden Gemeinden und Gemeindegruppen entworfen und ausgeführt, wobei wegen der flachen Gegend für die Hochbehälter fast überall Wassertürme nötig wurden.

Die Verwendung des Eisenbetons, wenigstens zu dem eigentlichen Wasserbehälter, erfolgte erstmalig bei dem für die Gruppenwasserversorgung der Orte Edingen, Wieblingen und Friedrichsfeld zu erbauenden Wasserturm in Edingen. Der sich nach oben allmählich verjüngende Turmschaft von ringförmigem Querschnitt aus Klinkermauerwerk war bereits im Bau, als man sich an Stelle des ursprünglich geplanten, eisernen Behälters für einen solchen aus Eisenbeton entschied, dessen Entwurf und Ausführung der Firma Dyckerhoff u. Widmann A.-G. in Karlsruhe übertragen wurde. Da an dem rd. 25 m hohen Turmschaft nichts mehr geändert werden

konnte, waren dem Eisenbetonkonstrukteur für die Ausbildung des Turmkopfes (Fig. 1a u. 1b) die Hände ziemlich gebunden.

Auf dem gemauerten Schaft sitzt zunächst ein 1,9 m hoher zylindrischer Ring aus Eisenbeton, auf dem der Fußring des 450 cbm fassenden Behälters aufruhrt und an den 10 Eisenbetonkonsole angeschlossen sind, die den gleichfalls in Eisenbeton konstruierten Umbau des Behälters tragen. Der Umbau besteht aus Eisenbetonsäulen und -riegeln, die mit 12 cm starkem Schwemmsteinmauerwerk ausgefacht sind. Auf den Säulen ruht

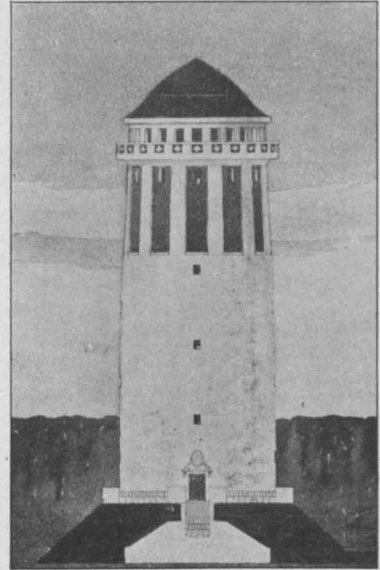


Fig. 2.
Wasserturm Hockenheim.
Wettbewerbs-Entwurf.

mit seinem Zugring das 11,5 m weitgespannte Kuppeldach aus Eisenbeton, das durch eine 2,8 m hohe Laterne gekrönt ist. Zwei Reihen Fenster in den Seitenwänden des Umbaus und weitere Fenster in der Laterne geben eine sehr reichliche Beleuchtung des Behälters. Der lichte Abstand des Umbaus von der Behälterwandung beträgt 70 cm, wodurch eine gute Temperaturisolierung erzielt sowie die Besichtigung und Revision der Außenseite der Behälterwandung ermöglicht wird. Zu diesem Zwecke sind in Höhe des Zugringes und 1,3 m unter Behälteroberkante horizontale Umgänge angeordnet, die untereinander durch eine eiserne Wendeltreppe verbunden sind. Die Herabführung dieser Treppe zu dem in Oberkante des gemauerten Schaftes liegenden Revisionssteg erfordert eine Öffnung in dem Eisenbetonring unter dem Behälter, sowie einen kleinen erkerartigen Anbau an eine der zehn Konsolen (Fig. 1a

rechts), der für die äußere Erscheinung des Turmes freilich etwas störend wirkt, wegen des bereits vorhandenen gemauerten Schaftes aber nicht zu vermeiden war. Der Behälter selbst besitzt als Hauptboden eine Kugelkalotte, an die sich ein Gegenboden in Form eines Kegelstumpfmantels anschließt. Die Horizontalschübe heben sich nicht auf, sondern es verbleibt ein beträchtlicher Zug

im Fußring, der durch 11 Rundeseisen von 30 mm \varnothing und 2 von 20 mm \varnothing aufgenommen

wird. Die Böden sind ebenso wie die zylindrischen Wandungen des Behälters mit einer doppelten Lage von Ring- und Meridianeisen armiert; die Betonabmessungen der Konstruktionen

gehen aus Fig. 1a u. 1b hervor; der lichte Durchmesser des Behälters ist 9,4 m, die größte Wasserhöhe 7,0 m. Die architektonische Form des Turmkopfes konnte von der ausführenden Firma

nicht mehr wesentlich beeinflusst werden, sie unterscheidet sich wenig von dem

die architektonische Ausgestaltung, auf die jedoch besonders Wert gelegt wurde. Das Preisgericht erteilte den ersten Preis dem Entwurf mit dem Kennwort „Neue Form“ (Fig. 2) der Firma Dyckerhoff u. Widmann A.-G. in Karlsruhe in Verbindung mit Prof. Eugen Beck in Karlsruhe, als architektonischem Mitarbeiter. Auf Grund dieses Entwurfes wurde die Firma mit der weiteren Durcharbeitung und der Abgabe eines Angebots beauftragt, worauf dann die Zuschlagserteilung erfolgte. Dieses Verfahren, das eine verhältnismäßig kleine

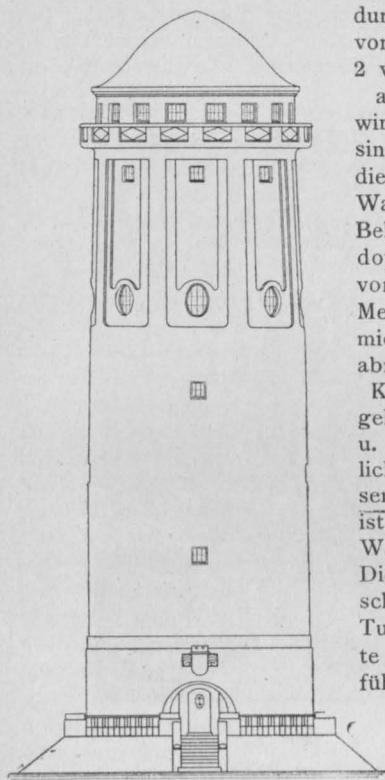


Fig. 3. Wasserturm Hockenheim.
Ausführungs-Entwurf.

Aussehen eines umkleideten eisernen Behälters auf gemauertem Unterbau.

III. Wasserturm Hockenheim (1909).

Die guten Erfahrungen mit dem Edinger Behälter veranlaßten die Kulturspektion Heidelberg bei der Wasserversorgung der Stadt Hockenheim die Eisenbetonbauweise für den ganzen Wasserturm vorzusehen und zu diesem Zweck einen engeren Wettbewerb unter mehreren Eisenbetonfirmen zu veranstalten. Dabei waren nur die Hauptkonstruktionsdaten gegeben: geschlossener Unterbau, zul. Bodendruck 2,5 kg/qcm, Behälterinhalt 500 cbm, tiefster Punkt des Behälters 26,0 m über Gelände, Mindestlichtraum zwischen Behälter und Umbau 60 cm usw., während die konstruktive Ausbildung selbst ganz freigestellt war, ebenso



Fig. 4.
Wasserturm Hockenheim. Eingangstür.

Gemeinde für die Vergebung der Arbeiten einschlug, ist gewiß bemerkenswert und sticht wohlthuend von dem sonst so viel angewandten Mindestpreisverfahren ab: Zuerst erfolgte die Auswahl des Entwurfes auf Grund der technischen und architektonischen Vorzüge und dann erst die Preisfestsetzung. Allerdings war die Kulturspektion Heidelberg auf Grund zahlreicher ausgeführter Türme mit gemauertem Schaft und eisernem Behälter in der Lage, die Angemessenheit des Gesamtpreises zu prüfen.

Fig. 3 gibt die geometrische Ansicht des Ausführungsentwurfes. Der Architekt hat eine obere Ausbauchung des Turmes ganz vermieden und für die volle Höhe eine nahezu zylindrische, sich schwach verjüngende Form gewählt, die oben durch ein leicht geschwungenes, mit Kupfer gedecktes Ke-

Fig. 5 a.

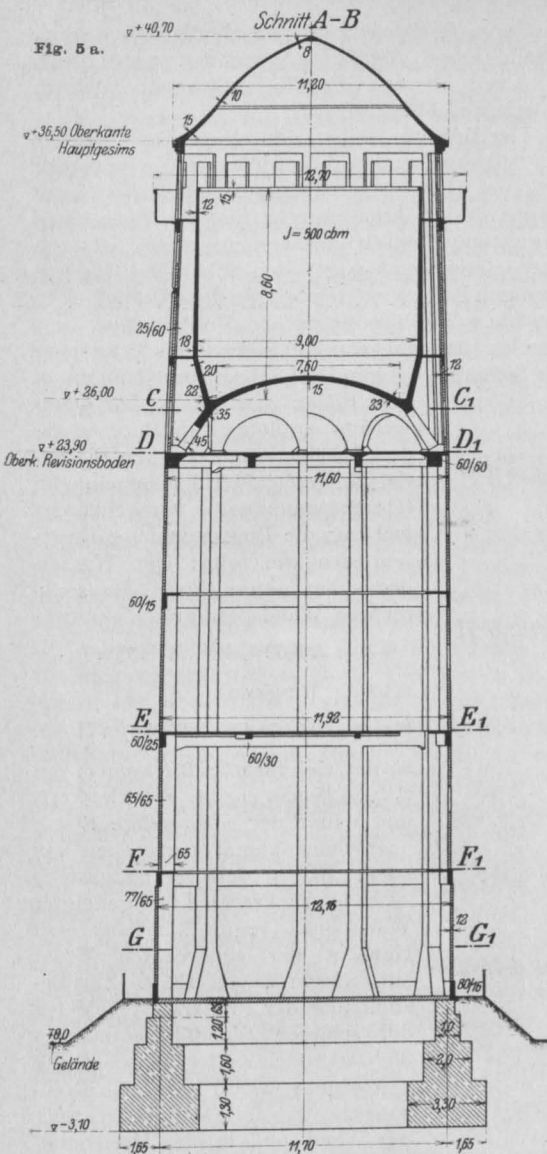
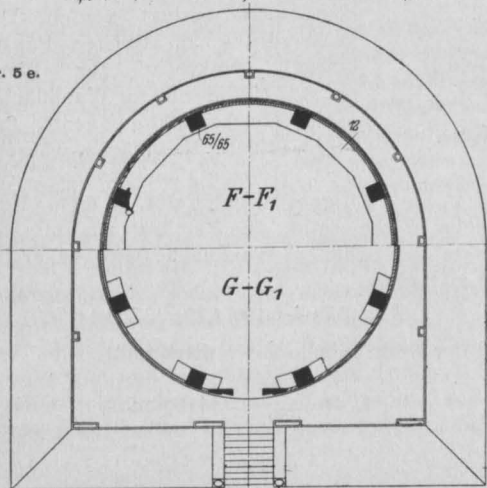


Fig. 5 e.



geldach abgeschlossen ist. Der Turmschaft ist in weißem, horizontal gekämmten Verputz ausgeführt, der Sockel in Spritzbewurf, das Hockenheim Stadtwappen über der Eingangstür in steinmetzmäßig bearbeitetem Vorsatzbeton (Fig. 4). Zur Erhöhung der architektonischen Wirkung ist um den Turmfuß eine 1,8 m hohe Anschüttung angeordnet, die durch ein einfaches eisernes Geländer mit gestockten Betonsöckeln umsäumt ist. Der Behälter ist nach außen durch eine vertikale Felderteilung betont, die Füllungen der Felder sind rau verputzt in ockergelbem Farbton, während die Ränder der Felder glatt weiß behandelt sind. Eine große Anzahl Fenster durchbrechen den oberen Teil des Schaftes und den Turmkopf, der noch durch eine außen herumführende Galerie belebt ist.

Die Gesamthöhe des in Fig. 5 a-e im Längs-

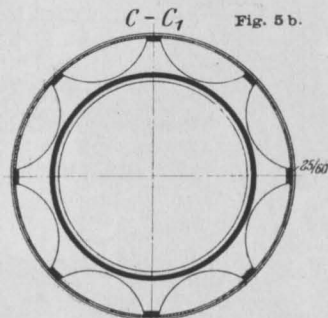


Fig. 5 b.

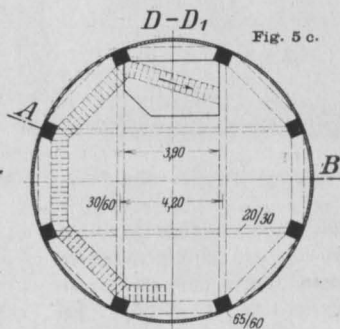


Fig. 5 c.

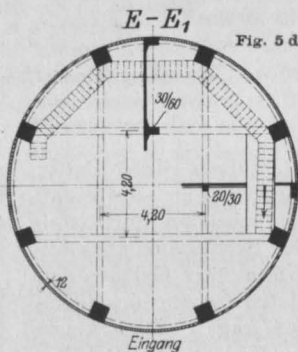


Fig. 5 d.

Fig. 5 a-c.

Wasserturm Hockenheim. Senkrechter Schnitt u. Horizontalschnitte.

schnitt und Querschnitten dargestellten Turmes beträgt 40,7 m, der Durchmesser am Fuß ist 12,84 m, am Hauptgesims 10,84 m, so daß sich ein Anlauf von 70 cm ergibt. Die Gründung erfolgte in normaler Weise durch ein ringförmiges Stempfbetonfundament, dessen Sohle 3,1 m unter Gelände liegt, wo sich guter, tragfähiger Kies vorfindet. Die Bodenbeanspruchung beträgt von den senkrechten Lasten 2,06 kg/qcm, vom Winddruck 0,3 kg/qcm, zusammen also 2,36 kg/qcm. Die Tragkonstruktion des Turmschaftes wird von 8 Eisenbetonsäulen gebildet, deren Querschnitt von 65 × 65 auf 60 × 65 cm abnimmt. Die größte Beanspruchung, einschließlich Windbeanspruchung, beträgt 43 kg/qcm, die auf eine Säule entfallende Last am Säulenfuß rund 173 t. Versteift sind

die Säulen in je 5,5 m Abstand, und zwar abwechselnd durch einen winkelförmigen Ring aus Eisenbeton und durch eine Plattenbalkendecke mit vier sich kreuzenden Unterzügen. Zwischen den Säulen spannt sich die Wand des Turmschafes in Form senkrechtstehender, 12 cm starker Gewölbe aus Backsteinmauerwerk. Die obere Decke in Höhe von 23,9 m über Gelände bildet den sog. Revisionsboden, von dem aus die Schieber der Rohrlei-

zwei vom Revisionsboden aus durch eine eiserne Wendeltreppe zugängige Umgänge angeordnet, an deren oberen sich die auskragende, äußere Galerie anschließt.

Der Behälter selbst mit einem Durchmesser von 9,0 m und einer größten Wasserhöhe von 8,6 m hat eine zylindrische Wandung von 10 bis 18 cm Stärke, die an ihrem unteren Ende in Form eines Kegelstumpfmantels zusammengezogen ist, um einen Gegendruck gegen den Schub des kuppelförmigen Bodens zu erhalten. In dem Kuppelboden entstehen bei symmetrischer Vollbelastung nur Druckspannungen von höchstens 19 bis 35 kg/qcm; zur Sicherheit gegen Nebenbeanspruchungen ist der Boden mit 0,8 ‰ des Querschnitts armiert. Bei Berechnung der Behälterwände können die geringfügigen Meridianspannungen (Druckspannungen) vernachlässigt werden; die Ringspannungen ergeben sich wie folgt: Der Wasserdruck am untern Ende der senkrechten Wand beträgt

$$p = 6,62 \text{ t/stgd m Höhe,}$$

also die Ringkraft

$$R = pr = 6,62 \cdot 4,66 = 30,8 \text{ t/m Höhe,}$$

so daß sich für $\sigma_e = 850 \text{ kg/qcm}$ ein $f_e = 36,25 \text{ qcm}$ ergibt. Die Ringkraft und damit der notwendige Eisenquerschnitt nimmt nach oben hin linear ab. In der Übergangsstelle zwischen senkrechter und geneigter Wandfläche ergibt sich aus dem Gewicht der senkrechten Wand eine Ringkraft von 3,36 t. Zur Bestimmung der Ringkraft pro Meter der schiefen Wandfläche müssen die wirkenden Kräfte (Wasserdruck und Eigengewicht) je in eine Komponente in der Meridianrichtung der Wand und in eine Horizontalkomponente zerlegt werden. Der Wasserdruck am tiefsten Punkte beträgt senkrecht zur Wand $p = 8,42 \text{ t/lfdm schiefer Wandfläche}$; seine Horizontalkomponente 8,76 t/lfdm schiefe Wandfläche, während die Horizontalkomponente des Eigengewichtes sich zu 0,140 t/lfdm

schiefer Fläche ergibt. Die Ringkraft am untersten Punkte der schiefen Wandfläche wird daher bei 4,20 m Radius

$$R = (8,76 + 0,140) 4,20 = 37,39 \text{ t}$$

und der erforderliche Eisenquerschnitt

$$f_e = \frac{37390}{850} = 44,0 \text{ qcm.}$$

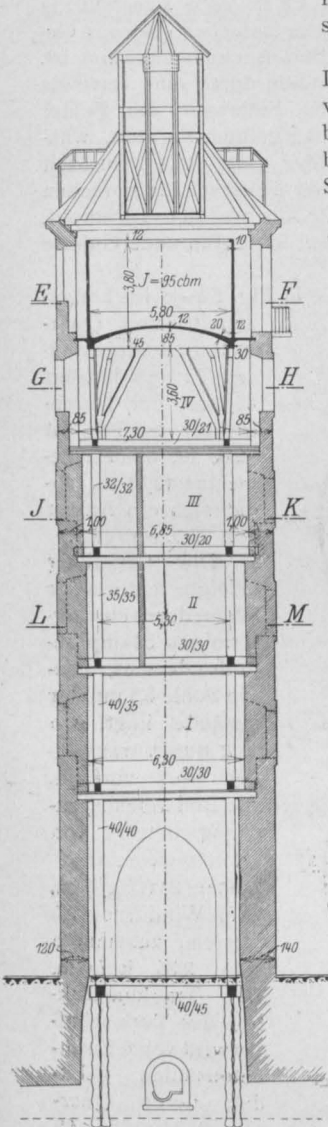


Fig. 6 a.

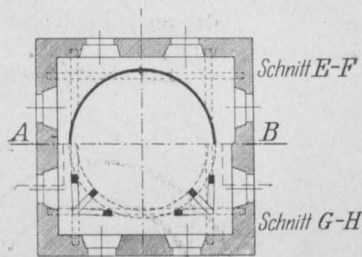


Fig. 6 b.

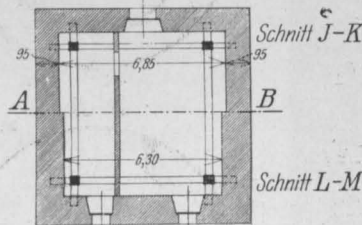


Fig. 6 c.

Fig. 6 a-c.

Wasserturm für das Bürgerspital
Straßburg i. E.

Längsschnitt und Querschnitte.

tungen bedient werden. Oberhalb dieser Decke setzen sich die 8 Tragsäulen in schwächere Säulen fort, die mit entsprechenden Horizontalverbänden das Gerippe des Behälterumbaus bilden und in Höhe von 36,5 m über Gelände den als Hauptgesims ausgebildeten Zugring des kegelförmigen Eisenbetondaches tragen. Ähnlich wie in Edingen sind zwischen Umbau und Behälter

In gleicher Weise berechnet sich die Ringkraft am oberen Ende der schiefen Wand zu 32,9 t/m und der Eisenquerschnitt zu 38,7 qcm.

Eigenartig ist die Abstützung des Behälters auf die 8 Säulen des Turmunterbaus. Da der Behälterzugring rund 8,0 m Durchmesser hat, die Säulen aber auf einem Kreis von rund 11,0 m Durchmesser liegen, so ergibt sich als Stützfläche ein Kegelstumpfmantel. Der Behälterzugring bildet gleichzeitig den Druckring dieser Stützkonstruktion. Durch deren Druck und durch den oben erwähnten Gegendruck der schrägen Behälterwand wird der Schub des Kugelbodens zum großen Teil aufgehoben und es entsteht im Behälterzugring aus dem resultierenden Horizontalschub nur eine Ringkraft von 22,7 t, die durch 7 St. Rundeisen von 25 mm \varnothing bei 850 kg/qcm Beanspruchung aufgenommen wird. In der Fläche der Abstützkonstruktion liegen acht räumlich gekrümmte parabolische Gewölbe, welche die Last des Behälters unmittelbar auf die 8 Eisenbetonsäulen übertragen, ohne daß der den Kopf der Säulen verbindende reguläre achteckige Zugrahmen durch die Behälterlast auf Biegung beansprucht wird. Das ist ein Vorteil dieser Konstruktion, die gleichzeitig durch die acht parabolischen Öffnungen eine sehr gute Belichtung des Revisionsbodens ermöglicht. Auf den Kopf jeder Säule wird in der Meridianebene eine schräg nach unten gerichtete Kraft von 100,5 t ausgeübt, durch deren Horizontalkomponenten in dem Zugrahmen eine Zugkraft von 73,4 t erzeugt wird. Zur Aufnahme dieser Zugkraft dienen 4 reguläre achteckige Flacheisenrahmen von je 160×16 mm Querschnitt, deren Stöße durch Verschraubungen bewirkt sind. Der Zugrahmen ist außerdem mit Rundeisen zur Aufnahme der geringen Biegebungsbeanspruchungen armiert, die in ihm durch die Last des Daches und des Behälterumbaus auftreten.

IV. Wasserturm für das Bürgerspital Straßburg i. E. (1908).

Gleichfalls ein zylinderförmiger Behälter mit Kugelboden ist der 95 cbm fassende Wasserbehälter, der anlässlich der Erweiterung des Bürgerspitals in Straßburg i. E. im Herbst 1908 zur Ausführung kam. Er dient der selbständigen Wasserversorgung dieses großen Krankenhauses, die sich nach den Berechnungen der Verwaltung billiger als die Entnahme aus der städtischen Leitung stellte. Die Eisenbetonkonstruktion des Behälters bietet an sich nichts Besonderes; bemerkenswert ist jedoch an dieser Ausführung, daß der Behälter samt Eisenbetonunterbau nach einer Idee des bauleitenden Architekten Bonatz (Stuttgart) in den bestehenden alten Torturm des Spitaltores eingebaut wurde. Auf diese Weise konnte jede besondere architektonische Ausge-

staltung des Wasserturms gespart werden, eine gute Temperaturisolierung des Behälters war von selbst gegeben, und daneben wurde noch eine Versteifung des alten Turmes erzielt. Die konstruktive Anordnung des Behälters und der Eisenbetonstützkonstruktion gibt Fig. 6a—c.

Der Behälterzugring, der mit zwei hochkantgestellten Flacheisen von 150×20 mm Querschnitt zur Aufnahme der Ringkraft armiert ist, wird durch zwölf schräge Streben getragen, die

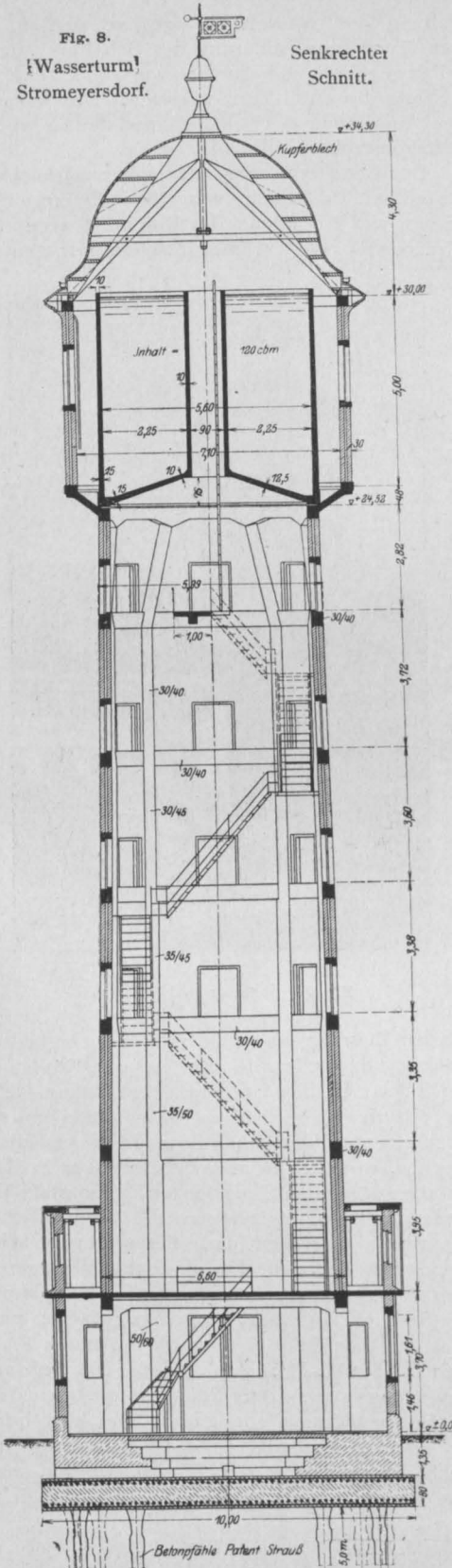


Fig. 7. Spitaltor in Straßburg.

auf den Zugring einen entlastenden Gegendruck ausüben und die zu je drei an den Köpfen der vier Ecksäulen des Unterbaues zusammenlaufen. Die Köpfe dieser 21 m hohen Säulen sind durch einen quadratischen Zugrahmen zusammengehalten, wie auch in allen Stockwerken in Höhe der alten hölzernen Turmdecken horizontale Verbände aus Eisenbeton liegen, die bis in das alte Mauerwerk eingreifen und dieses gegen Winddruck versteifen. Die Eisenbetonkonstruktion ist unabhängig von dem bestehenden Turmfundament auf Betonpfähle Patent Strauß gegründet; unter jeder der vier Ecksäulen wurden 3 Stück Pfähle von rund 5 m Länge angeordnet. Die bekannte Herstellungsweise dieser Pfähle unter Anwendung des Bohrverfahrens ermöglichte die Ausführung der neuen Gründung ohne Erschütterung und Beschädigung des alten Turmmauerwerkes, sowie ohne Verletzung des in der Fig. 6a ersichtlichen

Fig. 8.
Wasserturm
Stromeyersdorf.

Senkrechter
Schnitt.



städtischen Kanales. Gleichzeitig konnte der volle Straßenverkehr durch das Stadttor während der Bauausführung aufrecht erhalten werden. Die Pfähle mußten nicht nur dicht neben dem alten Mauerwerk hergestellt werden, sondern es liegen auch die unter einer Säule stehenden drei Pfähle sehr nahe beieinander, so daß bei ihnen die Lastübertragung weniger durch die Mantelreibung, wie sonst in hohem Maße bei Straußpfählen, sondern mehr wie bei einer Betonsäule haupt-



Fig. 9.

Wasserturm Stromeyersdorf b. Konstanz.

sächlich auf den in 5 m Tiefe liegenden guten Baugrund erfolgt; deshalb ist die Pfahlbelastung auch entsprechend niedriger, als sonst üblich, gewählt worden.

Diese Gründung ist für die eigenartigen Vorzüge der Straußpfähle charakteristisch; sie ermöglichen es, das ehrwürdige alte Bauwerk (Fig. 7) ohne Eingriffe in seinen Bestand zu versteifen und für praktische Bedürfnisse der Gegenwart zu verwerten.*)

*) Mitteilungen über diese Gründung finden sich nach Angaben des Verfassers schon in der Schrift von Professor Gehler: Das System Strauß, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn, 1908.

V. Wasserturm Stromeyersdorf bei
Konstanz (1910).

Ist der Zwischenraum zwischen Behälter und äußerem Umbau so groß, daß er begehbar ist, so kann man, wie unter II. und III. gezeigt worden ist, die Zugangstreppe zum oberen Rand des Behälters in diesen Raum legen. Dazu ist aber nötig, daß der Turmkopf bis zum Revisionsboden mit dem größeren Durchmesser herabgeführt wird (vergl. III.) oder daß wenigstens ein erkerartiger Ausbau (vergl. II.) den Zugang zum Revisionsboden vermittelt. Kann der isolierende Luftzwischenraum kleiner gehalten werden, z. B. bei Brauchwasserbehältern (vergl. VI.), oder will man den Durchmesser des Turmes unmittelbar vom Zugring ab verkleinern (vergl. V. und VI.), so legt man den Zugang zum oberen Rande des Behälters zweckmäßig in einen zylindrischen Schacht in der Achse des Behälters, wodurch an der Konstruktion des ganzen Turmes wesentlich gespart werden kann. Soll der Zugang durch eine eiserne Wendeltreppe erfolgen, so muß die lichte Weite des Schachtes 1,5 m bis 1,8 m sein; begnügt man sich mit einer senkrechten eisernen Leiter, so genügt 0,9 m bis 1,1 m lichter Durchmesser. Bei Anordnung dieses mittleren Zugangsschachtes wird man fast von selbst darauf geführt, an Stelle des Kugelbodens einen Kegelboden anzuordnen, der zudem den Vorteil leichter Einschalung bietet (vergl. V. u. VI.).

Fig. 8 zeigt den Längsschnitt des rund 35 m hohen Wasserturmes mit 120 cbm Behälterinhalt für die bekannte große Zelttuchfabrik von Stromeyer in Stromeyersdorf bei Konstanz. Der Entwurf für die technische Gesamtanordnung und die architektonische Ausgestaltung des Turmes stammt von dem Architekturbureau Baurat Manz in Stuttgart; von der Firma Dyckerhoff & Widmann wurde nur die Ausbildung der Eisenbetonkonstruktion entworfen und die gesamte Ausführung bewirkt. Wegen des schlechten Baugrundes am Ufer des Bodensees steht der Turm auf einer 80 cm starken Eisenbetonplatte von 100 qm Größe, die noch durch 8 Stück 5 m lange Straußpfähle gegen Kippbewegung infolge Winddrucks gesichert ist. Der 24,5 m hohe achteckige Unterbau des Turmes wächst aus einem kleinen, gefälligen Maschinenhaus heraus und trägt den zylindrischen Turmkopf, der durch ein schön geschwungenes Kupferdach gekrönt wird (Fig. 9). Die Außenflächen des Turmes sind hell verputzt und durch zahlreiche Fenster belebt. Die Temperaturisolierung des ganzen Turmes ist in sehr weitgehender Weise bewirkt, da sämtliche Wände als doppelte Backsteinwände mit Luftzwischenraum ausgebildet sind. Die Eisenbetonkonstruktion des Unterbaues besteht aus 8 quadratischen Säulen, deren Querschnitt von 50×50 cm bis auf 30×40 cm abnimmt; ver-

steift sind sie in 3,7 m Höhe durch die horizontale Decke des Maschinenhauses und dann in Abständen von etwa 3,6 m durch 5 achtseitige Horizontalriegel. An Stelle des Revisionsbodens

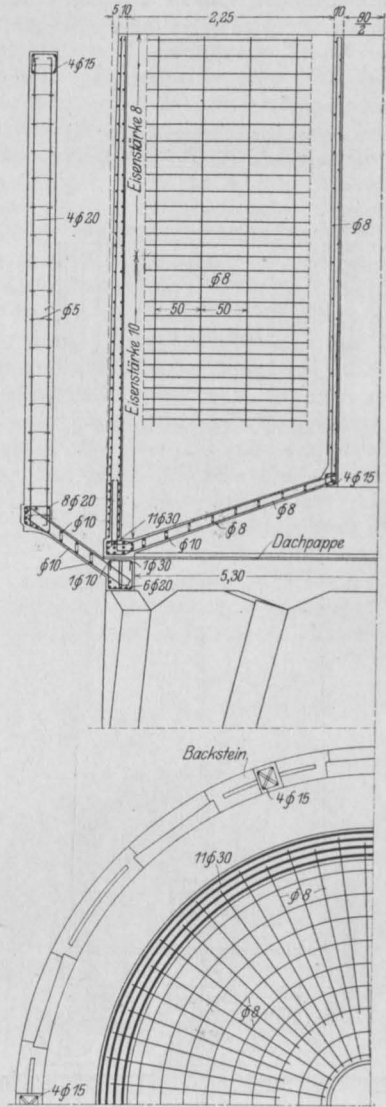


Fig. 10.

Wasserturm Stromeyersdorf.
Armierung des Behälters.

ist hier nur ein 1,0 m breiter Bedienungssteg vorgesehen. Die Säulenköpfe sind durch den kreisrunden Druckring des den Behälterumbau tragenden Kegelbodens zusammengehalten. Um für diesen Druckring, der durch die Last des Behälters auf Biegung beansprucht wird, möglichst geringe Spannweiten zu erhalten, sind die acht

Säulen in diesem obersten Teil so abgeknickt, daß sie den Ring in 8 gleich weit voneinander entfernten Punkten unterstützen. Bemerkenswert an der Konstruktion ist die vollständige Trennung des Behälters von dem Turm-Unter- und Umbau. Der Behälter ruht mit seinem Zugring, durch eine

heitlichen Konstruktionsgliedes in zwei voneinander unabhängige Ringe ist an sich unrationell, da der Druck des Gegenbodens und der geneigten oberen Säulenteile nicht zur Entlastung gegen den Schub des Kegelbodens benutzt werden kann, so daß eine verhältnismäßig große Zugkraft im Zugring auftritt (Zugarmierung 11 Stück Rundeisen von 30 mm Durchmesser). Nach den Erfahrungen des Verfassers ist diese von verschiedenen Seiten empfohlene Trennung des Behälters vom Turmgerüst und -Umbau im allgemeinen eine zu weitgehende Vorsichtsmaßregel und bei gutem Baugrund nicht erforderlich. Fig. 10 gibt im senkrechten und wagrechten Schnitt Aufschluß über die Armierung des Behälters und der beiden übereinanderliegenden Ringe, zugleich als ein Beispiel für die Anordnung der Eiseinlagen, wie sie in ähnlicher Weise bei allen beschriebenen Wassertürmen erfolgt ist.

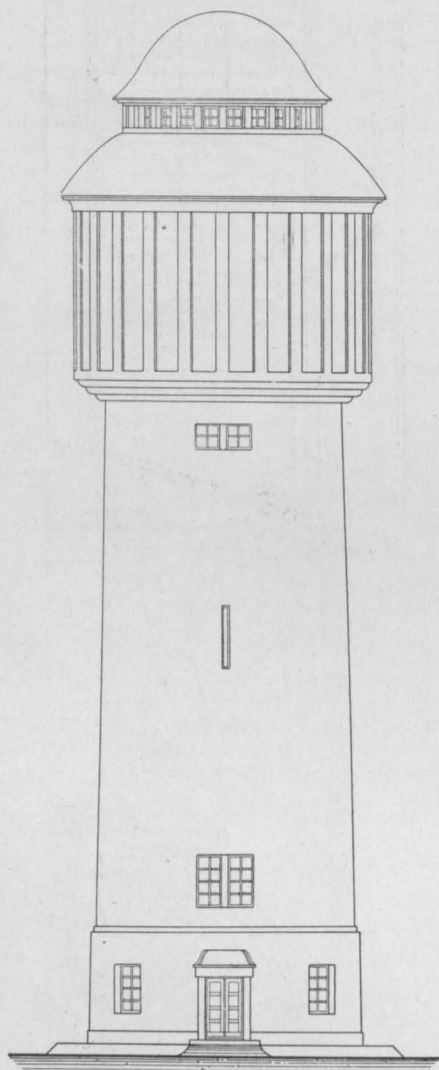


Fig. 11.

Wasserturm Karlsruhe.
Ansicht des Ausschreibungs-Entwurfs.

Dachpappe getrennt, vollkommen frei auf dem Haupttragring auf, damit Formänderungen des Untergerüsts und der äußeren Umhüllungswand nicht auf den Behälter übertragen werden. Diese Trennung geschah auf den besonderen Wunsch der bauleitenden Architekten und ist bei dem hier vorhandenen schlechten Baugrund auch nicht ohne Berechtigung. Die Teilung des sonst ein-

VI. Wasserturm Hauptbahnhof Karlsruhe (1912/13).

Der 40 m hohe Wasserturm von 700 cbm Behälterinhalt auf dem neuen Hauptbahnhof Karlsruhe mußte bei gefälliger architektonischer Ausbildung mit äußerster Sparsamkeit konstruiert werden, da an seiner Stelle vorher ein eiserner Wasserturm einfachster Form, ein Kugelbehälter mit offenem eisernen Untergerüst vorgesehen war, dessen Kosten nicht erheblich überschritten werden durften. Es ist der Anregung des damaligen hochbautechnischen Referenten im großherzoglich badischen Finanzministerium, Baurat Prof. Moser zu danken, daß anstatt des rein nach praktischen Gesichtspunkten entworfenen eisernen Behälters ein architektonisch befriedigender, massiver Wasserturm erbaut worden ist, der sich gut in das Bild des in der Entstehung begriffenen Bahnhofsstadtteils einfügt. Der Wasserturm dient dazu, die umfangreichen Anlagen des neuen Hauptbahnhofes Karlsruhe*) mit weichem Brauchwasser, namentlich Lokomotivspeisewasser, zu versorgen, da das Karlsruher Grundwasser, aus dem auch die städtische Leitung gespeist wird, ein sehr hartes Wasser ist. Das Brauchwasser wird einem am Rand des Bahnhofsgebietes fließenden Wasserlauf, dem sog. Floßgraben, entnommen und dem Hochbehälter mittels elektrisch angetriebener Zentrifugalpumpen zugeführt, die in dem als Maschinenraum ausgebauten Erdgeschoß des Turmes untergebracht sind.

Die architektonische Formgebung des Turmes erfolgte durch Oberbausinspektor Weinbrenner bei der großherzoglich badischen Generaldirektion der Staatseisenbahnen. Der Ausschreibung lag

*) Vergl. auch: Spangenberg u. Stark: Die Haupt-
halle des Empfangsgebäudes im Neuen Personenbahnhof
Karlsruhe. Armierter Beton 1911 Heft 1—3.

für die Architektur eine Entwurfskizze nach Fig. 11 zugrunde, während in technischer Beziehung lediglich ein Entwurfsprogramm die nötigen Grundmaße und Forderungen festlegte, so daß den Firmen in bezug auf die Konstruktion

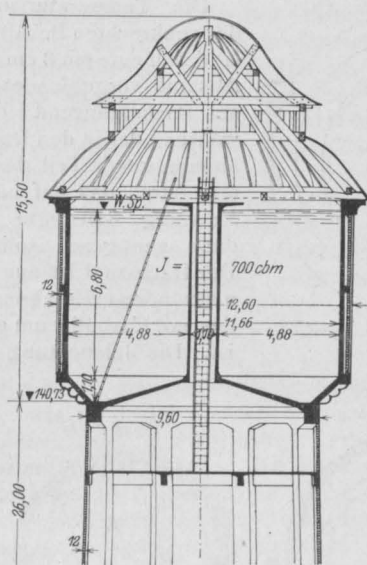


Fig. 12.

Turmkopf, Entwurf I.

freie Hand gelassen war. Auf Grund des beschränkten Wettbewerbes wurde mit der Ausführung die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. betraut; Fig. 12 zeigt den Turmkopf nach dem Entwurf I, welcher der bauseitigen Architekturkizze entsprach. Zwecks Verminderung der Kosten hatte die Firma, auf Anregung des Verfassers, noch den Entwurf II (Fig. 13) eingereicht. Bei diesem Entwurf ist durch teilweisen Einbau des Behälters in den Dachraum und durch Verringerung des Durchmessers um rund 1,0 m eine beträchtliche Kostenersparnis erzielt worden. Dieser Gedanke fand den Beifall der Eisenbahnverwaltung und wurde noch weiter durchgeführt, sodaß sich schließlich der noch rationellere Ausführungsentwurf ergab, bei dem ein großer Teil des Behälters im Dachraum liegt (Fig. 14). Dabei wurde auch die Architektur vereinfacht und wenn sie auch den ursprünglichen Entwurf in der Wirkung vielleicht nicht ganz erreicht, so ist doch das Ergebnis, unter Berücksichtigung der beträchtlichen Ersparnisse, noch recht befriedigend (Fig. 15). Die Entwicklung dieses Entwurfes ist ein interessantes Beispiel, wie durch technische Durcharbeitung oft mehr gespart und Besseres erreicht werden kann als durch das Herabdrücken der Einheitspreise bei Ausschreibung eines vorher festgelegten Entwurfes.

Bei der Gründung des Bauwerkes mußte an Stelle der ursprünglich geplanten Flachgründung (Fig. 14a, rechts) wegen einer Schlammschicht, die im Kiesboden angetroffen wurde, in größere Tiefe gegangen werden, wobei zur gleichmäßigeren Lastverteilung auf den Untergrund die acht Haupttragsäulen noch nach vier gegen die Mitte der Fundamentplatte zu gelegenen Punkten mittels Schrägstreben abgesteift wurden (Fig. 14a, links). Die acht Stück rund 25 m hohen Eisenbetonsäulen des Unterbaues sind unten durch die Decke des Maschinenraums, oben durch den Revisionsboden und dazwischen noch durch drei winkelförmige Eisenbetonringe verbunden und versteift, die gleichzeitig die Backsteinausriegelung tragen. Für die Druckbeanspruchung dieser Säulen wurde unter Einrechnung der Wirkung des Windes $\sigma_b = 50 \text{ kg/qcm}$ zugelassen, wie man ja auch bei eisernen Hochbaukonstruktionen unter Berücksichtigung des Winddruckes entsprechend höhere Spannungswerte wählt. Den Zugang zum Revisionsboden vermittelt eine gewendelte Eisenbetontreppe, die innen an den Haupttragsäulen befestigt ist; vom Revisionsboden führt eine senkrechte eiserne Leiter durch den 1,1 m weiten Schacht zu dem Besichtigungssteg über dem Behälter.

Die größte Wasserhöhe im Behälter beträgt 10,0 m, und auch bei diesem erheblichen Wasserdruk hat sich der wasserdichte Zementverputz

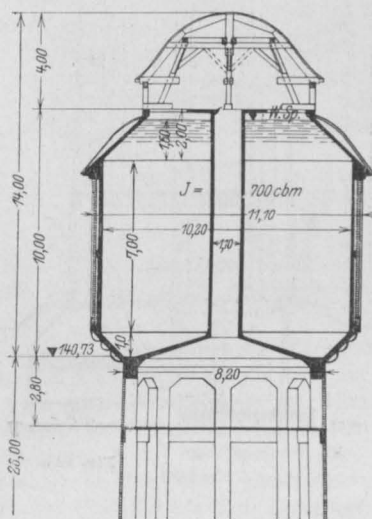


Fig. 13.

Turmkopf, Entwurf II.

vollkommen bewährt. Infolge des Einbaues in den Dachraum hat die Behälterwandung im oberen Teil die Form eines Kegelstumpfmantels und geht erst an dem durch eine auskragende Eisenbetonplatte gebildeten Hauptgesims in die Zy-

linderform über. Diese Eisenbetonplatte hat gleichzeitig die Funktion eines Zugringes auszuüben. Ein zweiter Zugring liegt am unteren Ende der zylindrischen Wand.

132 t Zug und wird durch Rundeiseneinlagen von 30 mm \varnothing aufgenommen. Außerdem wird dieser Fußring noch durch die Last des Behälters stark auf Biegung beansprucht und ist dementsprechend auch als kontinuierlicher Träger armiert.

Die Temperaturisolierung der senkrechten Behälterwand ist durch eine mit 8 cm lichtem Abstand vorgeblendete 12 cm st. Backsteinwand bewirkt, während der in den Dachraum hineinragende Teil des Behälters durch das auf hölzerner Schalung befestigte Ziegeldach genügend isoliert ist. Der Dachstuhl ist aus Ersparnisgründen in Holz konstruiert, das mit Carbolineum getränkt ist. Die Beleuchtung des Be-

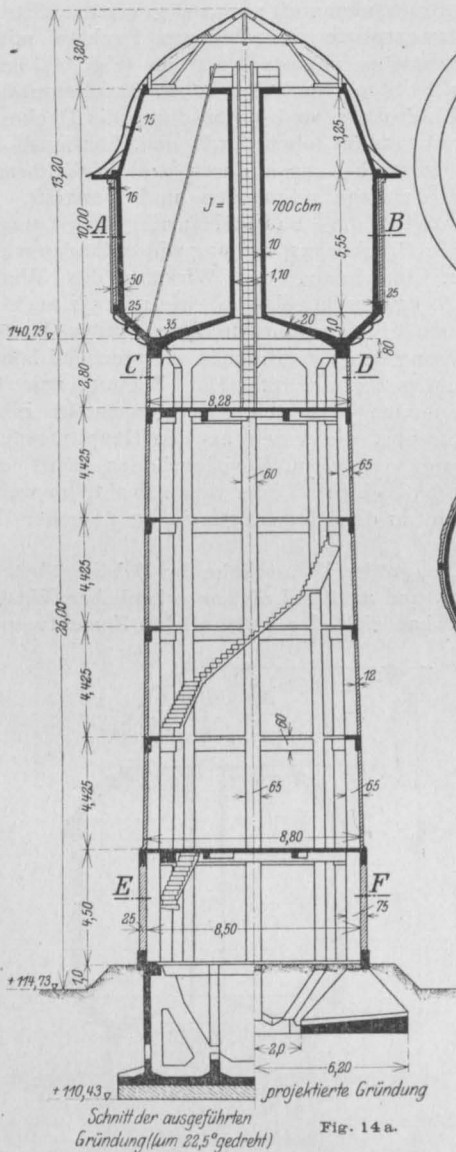


Fig. 14 a.

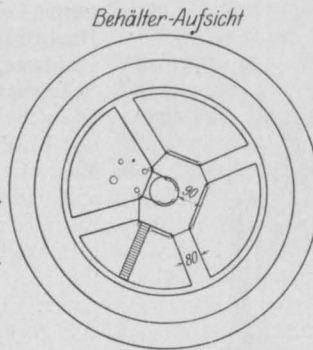


Fig. 14 b.

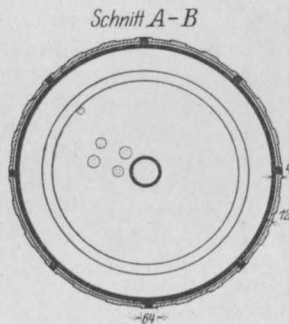


Fig. 14 c.

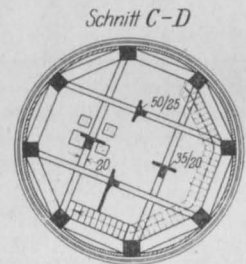


Fig. 14 d.

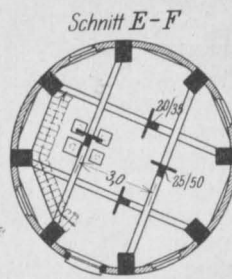


Fig. 14 e.

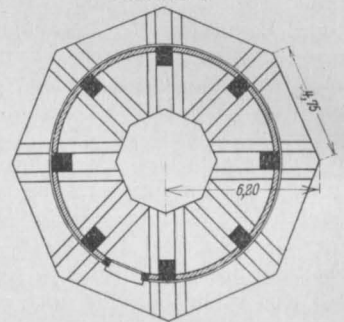


Fig. 14 f.

Fig. 14 a-f.

Wasserturm Karlsruhe i. B. Senkrechter Schnitt und wagerechte Schnitte.

Der Boden des Behälters besteht aus dem flach geneigten kegelförmigen Hauptboden, der sich auf den Hauptzugring stützt, sowie aus dem steileren Gegenboden in Kegelmantelform, durch den der Hauptzugring gedrückt wird. Die resultierende Ringkraft in dem Hauptzugring beträgt

halters erfolgt in sehr einfacher und zweckentsprechender Weise durch 35 Stück in die Dachfläche eingebaute Glasziegel, die von außen nicht auffallen und eine vollkommen ausreichende Helligkeit in dem Behälterraum ergeben. Der gesamte äußere Verputz des Turmes ist in einem warmen gelb-

lichen Ton ausgeführt; dabei ist für den Turmschaft ein rauher Schwarzkalkmörtelputz gewählt worden, während der durch Lisenen aufgeteilte Turmkopf einen feinen Besenwurf erhalten hat.

VII. Kosten der Wassertürme.

Die Erkenntnis, daß der Eisenbeton für Wassertürme ein besonders geeigneter Baustoff ist, hat sich heute schon in weiten Kreisen Bahn gebrochen, so auch bei den Eisenbahnverwaltungen, bei denen ja ein großer Bedarf an Wassertürmen vorliegt.*) Wenn zuweilen eingewendet wird, daß speziell für Bahnhöfe eiserne Behälter deshalb vorteilhafter seien, weil sie leichter abgebrochen und an einer anderen Stelle wieder errichtet werden könnten, so ist darauf hinzuweisen, daß die Wiederverwendung eines gebrauchten und zumeist wohl schon von Rost angegriffenen eisernen Behälters sehr wenig Wahrscheinlichkeit für sich hat. Der Abbruch an sich bietet aber bei weitgehend gegliederten Eisenbetonkonstruktionen, wie z. B. die vorstehend beschriebenen Türme sind, keine großen Schwierigkeiten, ganz abgesehen davon, daß man bei Bahnhofsplanungen die Lage des Wasserturms leicht so wählen kann, daß eine reichliche Erweiterungsmöglichkeit der Bahnhofsanlagen gewährleistet ist.

Meinungsverschiedenheiten herrschen, namentlich auch in Kreisen der Eisenbahnverwaltungen, über die Kostenfrage und damit über die Wirtschaftlichkeit der Wassertürme aus Eisenbeton gegenüber eisernen Konstruktionen.***) Das führt einmal wohl daher, daß die Erfahrungen der Verwaltungen auf Unternehmerangeboten beruhen, deren Endsummen gerade bei Wassertürmen sehr schwanken, weil die Kenntnis der tatsächlichen Herstellungskosten auf Grund von Bauausführungen noch vielfach fehlt. Zum andern wird aber auch oft nicht der richtige Vergleichsmaßstab zwischen Eisen und Eisenbeton angewendet. Ein rein vom Nützlichkeitsstandpunkt aus konstruierter eiserner Behälter, z. B. ein Kugelbehälter auf durchbrochenem eisernen Unterbau, ist natürlich billiger als ein architektonisch gut ausgebildeter Eisenbetonwasserturm. Wenn man aber dieselben Anforderungen stellt, z. B. einen geschlossenen Unterbau, eine gefällige Architektur, eine gute Dachausbildung und eine sichere Temperaturisolierung in beiden Fällen verlangt, so kann nach den Erfahrungen des Verfassers der Eisenbetonwasserturm allein schon beim Vergleich der Herstellungskosten mit

dem eisernen Behälter auf gemauertem Unterbau sehr wohl konkurrieren. Vorteilhaft kommt ja bei dem Eisenbetonbehälter dann noch der fast gänzliche Wegfall der Unterhaltungskosten hinzu. Daß die Eisenbetonausführung in der Herstellung billiger wird, ist im allgemeinen nicht anzunehmen, da die Rüstungs- und Schalungskosten gerade bei so hochragenden Bauten nicht unterschätzt wer-

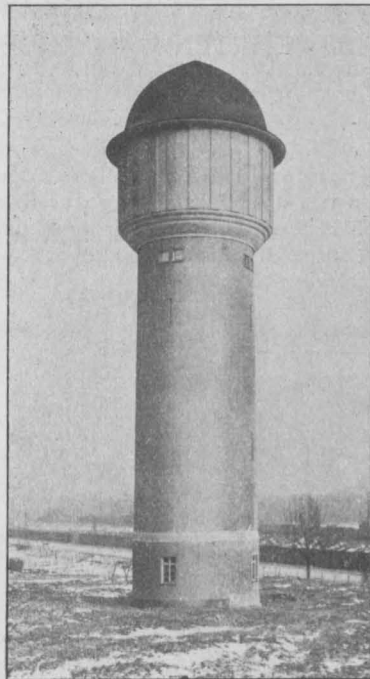


Fig. 15.

Wasserturm Karlsruhe i. B.

den dürfen und die Herstellung eines wasserdichten Behälters ganz besondere Sorgfalt erfordert.

Für die Gesamtkosten von Eisenbetonwassertürmen (in Mark), ohne die Kosten für die Rohrleitungen, gibt Wuczkowski im Handbuch für Eisenbeton II. Aufl. V. Band S. 560 die Überschlagsformel $K = J(16 + 5h)$, wobei J den Behälterinhalt in cbm und h die Höhe des Unterbaues vom Gelände bis zum Behälterboden (Fußring) in m bedeutet. Nach den Erfahrungen des Verfassers gibt diese Formel für Wassertürme mit größerem Behälterinhalt (über 300 cbm) zu hohe Werte für die Kosten. Auf Grund einer größeren Zahl durchgerechneter Beispiele kann vielmehr für Überschlagsberechnungen die Formel

$$K = H(J + 88 d)$$

empfohlen werden, wobei

*) Vgl. hierüber S. 84 des vom Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen herausgegebenen Berichtes: „Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetons bei den Bauten der Eisenbahnen“, der als 15. Ergänzungsband des Organs für die Fortschritte des Eisenbahnwesens bei Kreidel in Wiesbaden erschienen ist.

**) Vergl. die obengenannte Quelle.

K die Gesamtkosten ohne die Kosten der Rohrleitungen, Türen und Fenster in Mark,
 H die Gesamthöhe von Gelände bis zur Turmspitze in m,
 J den Behälterinhalt in cbm,
 d den mittleren Durchmesser des Turmes in m
 bedeutet.

Die Formel ist gültig für Behälterinhalte von etwa 200—1000 cbm und Gesamthöhen der Türme von etwa 20—50 m. Dabei ist eine normale Gründung von 2—3 m Tiefe, ein geschlossener Unterbau, sowie eine einfache, aber gefällige architektonische Ausbildung ähnlich den beiden Beispielen III. (Hockenheim) und VI. (Karlsruhe), angenommen.

VERSUCHE VON C. BACH UND O. GRAF MIT BEWEHRTEN UND UNBEWEHRTEN BETONKÖRPERN, DIE DURCH ZENTRISCHEN UND EXZENTRISCHEN DRUCK BELASTET WURDEN.

Von O. Graf.*)

(Schluß von S. 39.)

4. Aufeinanderfolge der Risse. Erscheinungen bei der Zerstörung der Körper.

Zur Erläuterung der Entwicklung der Risse wird der Körper 91, Bauart nach Fig. 2, $e = 200$ mm als Beispiel gewählt.

Unter $P = 35\,000$ kg waren noch keinerlei Risse wahrzunehmen.

Unter $P = 36\,000$ kg wurde der erste Riß auf der Rückenfläche beobachtet, und zwar an der aus Fig. 25 ersichtlichen Stelle. Er war noch kurz und sehr fein

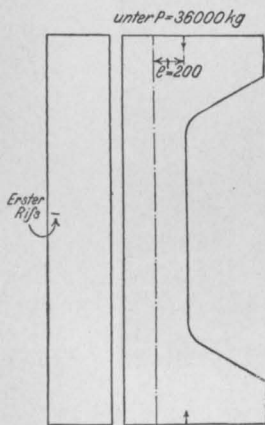


Fig. 25.

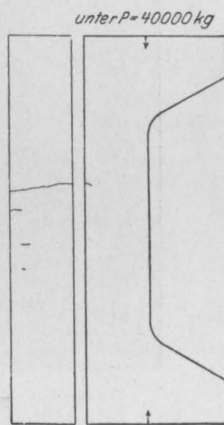


Fig. 26.

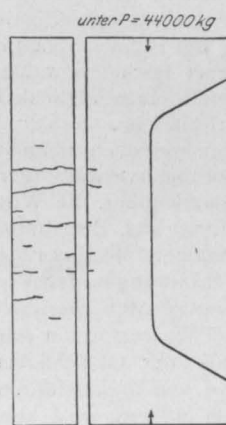


Fig. 27.

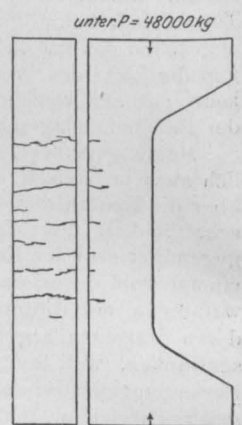


Fig. 28.

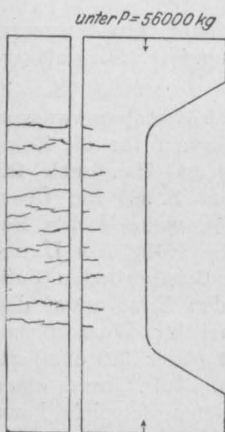


Fig. 29.

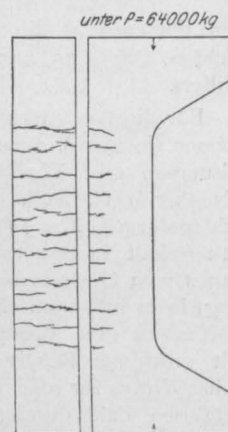


Fig. 30.

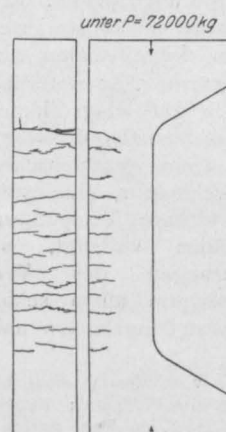


Fig. 31.

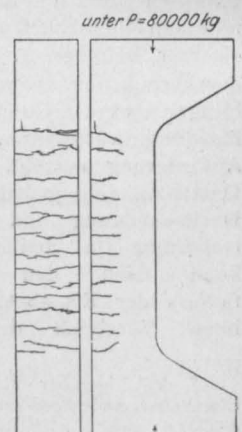


Fig. 32.

*) In der Februarnummer ist infolge Irrtums der Schriftleitung Herr C. Bach als Verfasser bezeichnet worden.

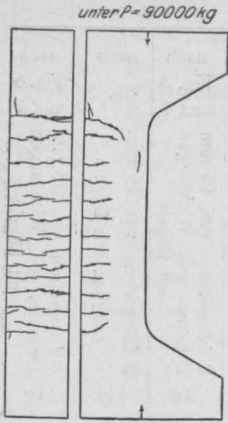


Fig. 33.

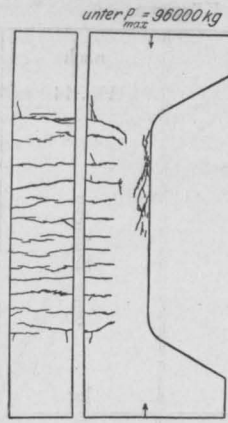


Fig. 34.

Unter $P = 40\,000$ kg, Fig. 26, sind drei neue Risse erschienen; einer dieser Risse erstreckte sich quer über die ganze Rückenfläche und wurde auch auf der einen Seitenfläche sichtbar. Der unter $P = 36\,000$ kg erstmals beobachtete Riß hat sich bis zur linken Seitenfläche verlängert.

Mit steigender Last verlängerten und vermehrten sich die Risse, wie die Fig. 27 bis 34 erkennen lassen.

Im Beton der Druckzone erschien unter $P = 90\,000$ kg der erste Riß, Fig. 33. Unter $P = 96\,000$ kg erfolgte allmählich die Zerstörung des Betons in der Druckzone, nach 9 Minuten Dauer dieser Last war die Widerstandsfähigkeit des Körpers erschöpft, Fig. 34.

Am Schluß des Versuchs, nachdem die Zerstörung des Betons schon weit vorgeschritten



Fig. 35.
 $e = 200$ mm

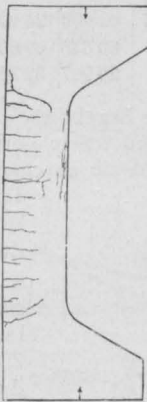


Fig. 36.
 $e = 300$ mm

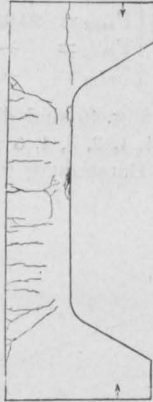


Fig. 37.
 $e = 500$ mm



Fig. 38.
 $e = 100$ mm



Fig. 39.
 $e = 200$ mm



Fig. 40.
 $e = 300$ mm

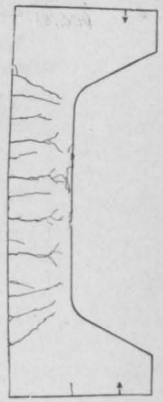


Fig. 41.
 $e = 500$ mm

Fig. 35–37. Körper n. Fig. 2 (4 Längseisen, m. 16 mm Dmr.)

Fig. 38–41. Körper nach Fig. 4 (8 Längseisen mit 16 mm Dmr.)



Fig. 42.
 $e = 100$ mm



Fig. 43.
 $e = 200$ mm



Fig. 44.
 $e = 300$ mm

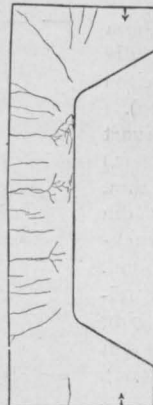


Fig. 45.
 $e = 500$ mm

Fig. 42–45. Körper nach Fig. 7 (8 Längseisen mit 22 mm Dmr.).

war, öffnete sich der Riß a, Fig. 34, auf rd. 1 mm. Bei diesem Riß wurde später der Beton abgemeißelt, es fand sich dann loser Zunder auf den Eiseneinlagen, ein Beweis dafür, daß die Streckgrenze der Eiseneinlagen überschritten worden war.

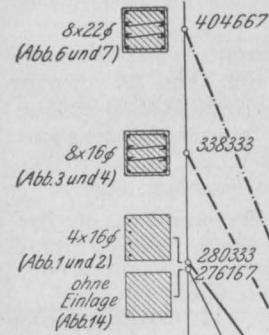
Zur Beurteilung der Erscheinungen bei der Zerstörung der Körper sind in Fig. 35 bis 45 die Bruchbilder einzelner Körper wiedergegeben.

Fig. 35 bis 37 zeigen die Körper mit Bauart nach Fig. 2 (auf der Zugseite 4 Längsstäbe mit 16 mm Dmr.), $e = 200, 300$ und 500 mm. Bei $e = 200$ mm Fig. 35 war die Widerstandsfähigkeit des Betons in der Druckzone für die Höchstlast der Körper maßgebend; bei $e = 300$ mm, Fig. 36, erfolgte die Zerstörung der Körper so gut wie

gleichzeitig in der Zugzone (Überschreiten der Streckgrenze des Eisens) und in der Druckzone (Zerstörung des Betons); bei $e=500$ mm, Fig. 37, ging die Zerstörung von der Zugzone aus (Überschreiten der Streckgrenze des Eisens).

In Fig. 38 bis 41 sind Körper mit Bauart, nach Fig. 4 (auf beiden Seiten je 4 Längsstäbe

bei den Körpern



mit 16 mm Dmr.) abgebildet, und zwar mit $e=100$, 200, 300 und 500 mm. Bei $e=100$ mm, Fig. 38, und bei $e=200$ mm, Fig. 39, war die Widerstandsfähigkeit des Materials in der Druckzone für

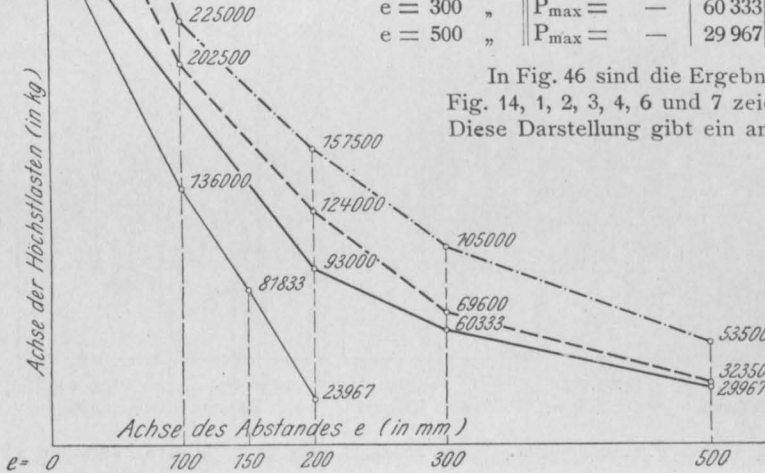


Fig. 46. Höchstlasten.

die Größe der Höchstlast maßgebend; bei $e=300$ mm Fig. 40, und bei $e=500$ mm, Fig. 41, ging die Zerstörung von der Zugzone aus (Überschreiten der Streckgrenze der Einlagen in der Zugzone).

Fig. 42 bis 45 zeigen die Körper mit Bauart nach Fig. 7 (8 Längsstäbe mit 22 mm Dmr.) $e=100$, 200, 300 und 500 mm. Bei $e=100$ mm, Fig. 42, und bei $e=200$ mm, Fig. 43, war die Widerstandsfähigkeit des Materials in der Druckzone für die Größe der Höchstlast maßgebend. Auch bei $e=300$ mm, Fig. 44, begann die Zerstörung in der Druckzone. Bei $e=500$ mm, Fig. 45, ging die Zerstörung von der Zugzone aus (Überschreiten der Streckgrenze der Einlagen in der Zugzone).

5. Höchstlasten.

Die Höchstlasten der Körper, d. s. die Lasten, unter denen die Widerstandsfähigkeit der Körper erschöpft war, betragen im Mittel

	nach Fig. 2	nach Fig. 4	nach Fig. 5	nach Fig. 7
	4 Längsseisen von 16 mm Durchm. ohne Wicklungen und ohne Bügel	8 Längsseisen von 16 mm Durchm. mit Wicklungen und Bügel	8 Längsseisen von 16 mm Durchm. mit Bügel	8 Längsseisen von 22 mm Durchm. mit Wicklungen und Bügel
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
für $e=100$ mm $\sigma_e=$	—	255	—	62
" $e=200$ " $\sigma_e=$	2779	3148	3115	2337
" $e=300$ " $\sigma_e=$	3847	4080	—	3534
" $e=500$ " $\sigma_e=$	4101	4222	—	3894

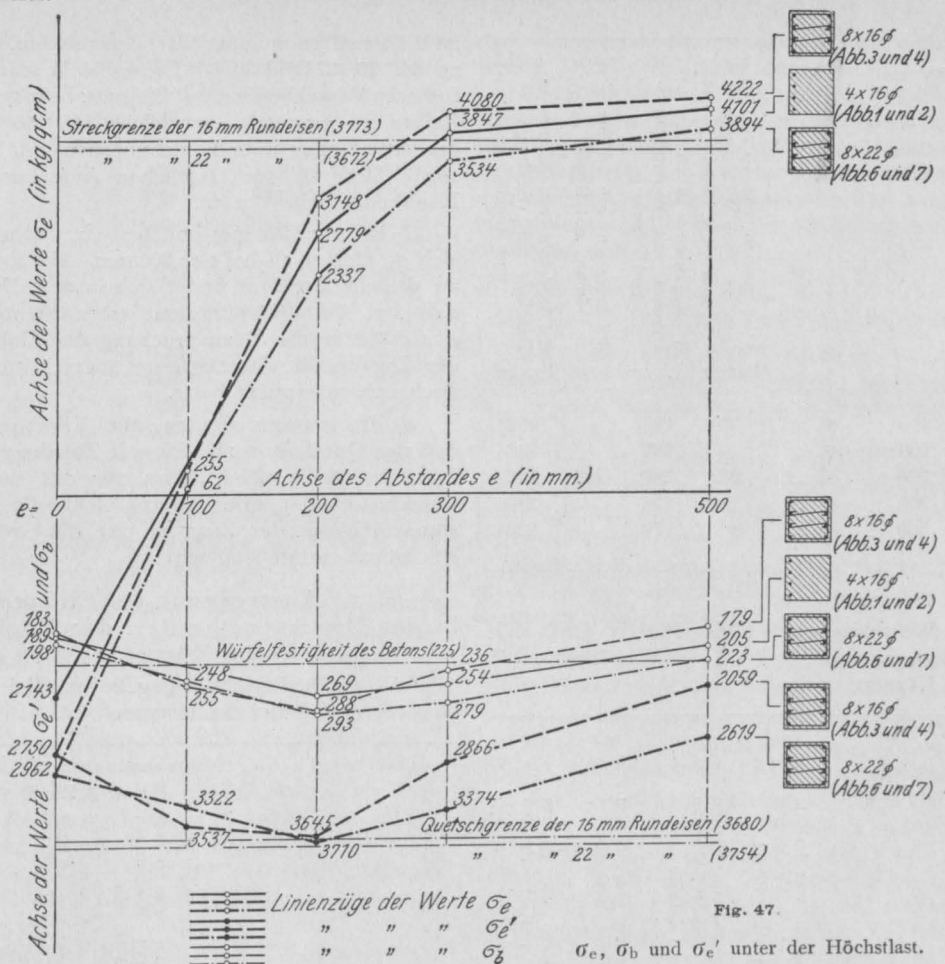


Fig. 47.

 σ_e , σ_b und σ_e' unter der Höchstlast.

Diese Werte sind in den oberen Linienzügen der Fig. 47 eingetragen.

Die Streckgrenze der verwendeten Eisen wurde beim Zugversuch ermittelt zu

	bei den Körpern			
	nach Fig. 2	nach Fig. 4	nach Fig. 5	nach Fig. 7
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
$\sigma_s =$	3773	3773	3773	3672

somit beträgt das Verhältnis der Werte σ_e zur Streckgrenze bei den Körpern

	nach Fig. 2	nach Fig. 4	nach Fig. 5	nach Fig. 7
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
für e = 100 mm $\sigma_e : \sigma_s =$	—	0,07	—	0,02
" e = 200 " $\sigma_e : \sigma_s =$	0,74	0,83	0,83	0,64
" e = 300 " $\sigma_e : \sigma_s =$	1,02	1,08	—	0,96
" e = 500 " $\sigma_e : \sigma_s =$	1,09	1,12	—	1,06

b) Hiernach ist σ_e bei den Körpern nach Fig. 2, 4 und 7 mit $e = 500$ mm sowie bei den Körpern nach Fig. 2 und 4 mit $e = 300$ mm um 2—12 % größer ausgefallen als die Streckgrenze des Eisens. Diese Feststellung steht im Einklang mit den Beobachtungen unter 4., wonach bei allen Körpern mit $e = 500$ mm die Zerstörung von der Zugzone ausging, ebenso bei den Körpern nach Fig. 4 mit $e = 300$ mm. Bei den Körpern nach Fig. 2 mit $e = 300$ mm wurde die Zerstörung gleichzeitig in der Zugzone und in der Druckzone eingeleitet, weshalb der Quotient $\sigma_e : \sigma_s$ etwas kleiner als bei den Körpern nach Fig. 4 ausgefallen sein dürfte.

7. σ_b (Anstrengung des Betons in der Druckzone) unter der Höchstlast der bewehrten Körper.

a) Mit den im Bericht angegebenen Gleichungen wurde ermittelt bei den Körpern

		nach Fig. 2	nach Fig. 4	nach Fig. 5	nach Fig. 7
	4 Längseisen von 16 mm Durchm. ohne Wicklungen und ohne Bügel		8 Längseisen von 16 mm Durchm. mit Wicklungen und Bügel	8 Längseisen von 16 mm Durchm. mit Bügel	8 Längseisen von 22 mm Durchm. mit Wicklungen und Bügel
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
für $e = 0$	$\sigma_b =$	189	183	—	198
" $e = 100$ mm	$\sigma_b =$	—	255	—	248
" $e = 200$ "	$\sigma_b =$	269	288	285	293
" $e = 300$ "	$\sigma_b =$	254	236	—	279
" $e = 500$ "	$\sigma_b =$	205	179	—	223

Diese Werte sind in den mittleren Linienzügen der Fig. 47 eingetragen.

Die Würfel Festigkeit K des Betons fand sich zu 225 kg/qcm, somit beträgt das Verhältnis $\sigma_b : K$ bei den Körpern

	nach Fig. 2	nach Fig. 4	nach Fig. 5	nach Fig. 7
	4 Längseisen von 16 mm Durchm. ohne Wicklungen und ohne Bügel	8 Längseisen von 16 mm Durchm. mit Wicklungen und Bügel	8 Längseisen von 16 mm Durchm. mit Bügel	8 Längseisen von 22 mm Durchm. mit Wicklungen und Bügel
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
für $e = 0$	0,84	0,81	—	0,88
" $e = 100$ mm	—	1,13	—	1,10
" $e = 200$ "	1,20	1,28	1,27	1,30
" $e = 300$ "	1,13	1,05	—	1,24
" $e = 500$ "	0,91	0,80	—	0,99

b) Bei $e = 0$ fand sich somit σ_b unter der Höchstlast zum 0,81–0,88 fachen, im Mittel zum 0,84 fachen der Würfel Festigkeit des Betons. Die Verhältniszahl 0,84 steht im Einklang mit den Ergebnissen anderer Versuche, bei denen die Druckfestigkeit von Prismen ohne Einlagen (Säulenfestigkeit des Betons) zum 0,80–0,88 fachen der Würfel Festigkeit ermittelt wurde¹⁾.

c) Bei $e = 100$ mm und $e = 200$ mm ergab sich σ_b größer als die Würfel Festigkeit. Das Mehr

¹⁾ Vergl. C. Bach: Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1913, S. 1969 u. f.

ist bei $e = 200$ mm am größten ausgefallen, nämlich zu 20, 28, 27 und 30 %/o. Dieses Mehr stand nach früheren Versuchen mit auf Biegung beanspruchten Balken zu erwarten (vergleiche Heft 90 und 91 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten Seite 28 sowie Heft 19 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Seite 1 u. f.).

d) Bei $e = 300$ mm und bei $e = 500$ mm fand sich σ_b kleiner als bei $e = 200$ mm. Die Erklärung zu diesem Ergebnis findet sich in dem Umstand, daß bei den Körpern mit $e = 300$ mm und $e = 500$ mm die Beanspruchung der Einlagen in der Zugzone die Streckgrenze überschritten oder doch nahezu erreicht hatte.

e) Im ganzen deuten alle Ergebnisse an, daß der Quotient $\sigma_b : K$ sich mit Zunahme von e dem Verhältnis nähert, das für die Biegungsdruckfestigkeit¹⁾ gilt, sofern nicht die Widerstandsfähigkeit der Zugzone für die Größe der Höchstlast maßgebend wird.

8. σ_e' (Anstrengung der Einlagen in der Druckzone) unter der Höchstlast der Körper.

Mit den im Bericht angegebenen Gleichungen wurde ermittelt bei den Körpern

	nach Fig. 4	nach Fig. 5	nach Fig. 7
	8 Längseisen von 16 mm Durchm. mit Wicklungen und Bügel	8 Längseisen von 16 mm Durchm. mit Bügel	8 Längseisen von 22 mm Durchm. mit Wicklungen und Bügel
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
bei $e = 0$	$\sigma_e' =$	2750 ²⁾	2962 ²⁾
" $e = 100$ mm	$\sigma_e' =$	3537 ²⁾	3322 ²⁾
" $e = 200$ "	$\sigma_e' =$	3645²⁾	3619
" $e = 300$ "	$\sigma_e' =$	2866	3374
" $e = 500$ "	$\sigma_e' =$	2059	2619

¹⁾ Vergl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten, 1910, Heft 90 u. 91, S. 28.

²⁾ Das Ergebnis der Rechnung, wonach σ_e' unter der Höchstlast bei $e = 0$ kleiner als bei $e = 100$ mm, bei $e = 100$ mm kleiner als bei $e = 200$ mm ausgefallen ist, obwohl in Wirklichkeit in allen 3 Fällen die Quetschgrenze der Einlagen in der Druckzone überschritten wurde, deutet an, daß die Verhältniszahl n für die drei Versuchsreihen verschieden zu wählen wäre. In der Tat besteht ein Unterschied insofern, als sich bei $e = 200$ mm die Widerstandsfähigkeit des Betons in der Druckzone der Biegungsdruckfestigkeit nähert (vergleiche Heft 19 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Seite 2), während bei $e = 0$ nur die Säulenfestigkeit wirksam ist. — Wird

Diese Werte sind in den beiden unteren Linienzügen der Fig. 47 zeichnerisch dargestellt.

Die Quetschgrenze der verwendeten Eisen beträgt bei den Körpern

	nach Fig. 4 kg/qcm	nach Fig. 5 kg/qcm	nach Fig. 7 kg/qcm
$\sigma_q =$	3680	3680	3754
somit das Verhältnis $\sigma_e' : \sigma_q$			
bei $e = 0$	0,75	—	0,79
„ $e = 100$ mm	0,96	—	0,88
„ $e = 200$ „	0,99	0,98	0,99
„ $e = 300$ „	0,78	—	0,90
„ $e = 500$ „	0,56	—	0,70

9. Abstand der Nulllinie von der Druckseite nach den Messungen und nach der Rechnung.

Zur Gewinnung einer Übersicht finden sich in Fig. 48 bis 57 die Ergebnisse von 10 Körpern zeichnerisch dargestellt. Zu den Belastungen als wagrechte Abszissen sind die Abstände der Nulllinie von der Druckseite als senkrechte Ordinaten aufgetragen. Ferner enthält jede Darstellung noch zwei horizontale Gerade; die obere, strichpunktierte Gerade zeigt die Lage der Nulllinie nach der Rechnung mit $n=15$ unter Berücksichtigung des Betons in der Zugzone; die untere, gestrichelte Gerade gilt für die Rechnung mit $n=15$ und ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone.

Die Lage der Nulllinie unter der Reißbildungs- last ist durch einen großen Punkt angegeben. Die Kreuze bezeichnen die Lage der Nulllinie für die Belastungen, bei denen die Rechnung

hiernach die Verhältniszahl n beim Bruch für die Körper mit $e = 0$ gesetzt:

$$n = \frac{\text{Quetschgrenze des Eisens}}{\text{Säulenfestigkeit}}$$

d. i. bei den Körpern nach Fig. 4

$$n = \frac{3680}{173} = 21,3$$

und bei den Körpern nach Fig. 7

$$n = \frac{3754}{173} = 21,7,$$

so ergibt sich bei den Körpern nach Fig. 4

$$\sigma_e' = 3699 \text{ kg/qcm}$$

und nach Fig. 7

$$\sigma_e' = 3899 \text{ kg/qcm},$$

das sind Werte, welche von der Quetschgrenze des Eisens nur wenig abweichen, ferner bei den Körpern nach Fig. 4

$$\sigma_b = 174 \text{ kg/qcm}$$

und nach Fig. 7

$$\sigma_b = 180 \text{ kg/qcm},$$

das ist das $\frac{174}{225} = 0,77$, $\frac{180}{225} = 0,80$ fache der Würfel- festigkeit.

$\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ liefert, und zwar ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone.

Im allgemeinen lassen die Fig. 48 bis 57 erkennen, daß — jedenfalls für die Belastungen, die praktisch von Interesse sind — die Nulllinie nach den Messungen mit ausreichender Annäherung in den Grenzen ermittelt wurde, welche durch die eingezeichneten Geraden der Rechnung mit $n=15$ bestimmt sind.

10. Zuganstrengung σ_{bz} des Betons nach den Messungen und nach der Rechnung.

a) Bei den bewehrten Körpern mit $e = 100$ mm lieferte die Rechnung kleinere Anstrengungen σ_{bz} als nach den Messungen in Wirklichkeit aufgetreten sind.

b) Bei den bewehrten Körpern mit $e = 200$, 300 und 500 mm sind die Werte σ_{bz} nach der Rechnung und nach den Messungen nicht wesentlich verschieden ermittelt worden.

c) Bei den unbewehrten Körpern fanden sich die Werte σ_{bz} nach den Messungen etwas kleiner als die Rechnung angibt.

11. Druckanstrengung σ_b des Betons nach den Messungen und nach der Rechnung.

Zur Gewinnung eines Überblickes sind in den Fig. 58 bis 65 die Ergebnisse von 8 bewehrten Körpern zeichnerisch dargestellt; zu den Belastungen als senkrechten Abszissen finden sich die Werte σ_b als wagrechte Ordinaten aufgetragen. Die ausgezogenen Linienzüge zeigen die Werte nach den Messungen. Die gestrichelte Gerade gilt für die Werte der Rechnung mit $n=15$ ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone, die strichpunktierte Gerade für diejenigen der Rechnung mit Berücksichtigung des Betons in der Zugzone.

Der Wert σ_b , welchen die Messungen für die Reißbildungslast lieferten, ist jeweils durch einen Punkt hervorgehoben. Die Kreuze in den aus gezogenen Linienzügen bezeichnen den Wert für die Belastungen, bei denen die Rechnung ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ ergibt.

Im ganzen zeigen die Darstellungen, daß die Abweichungen zwischen den Ergebnissen der Messungen und der Rechnung — jedenfalls innerhalb der zulässigen Belastungen — nicht erheblich ausgefallen sind.

12. Druckanstrengung σ_e' der Eiseneinlagen nach den Messungen und nach der Rechnung.

Bei den Körpern nach den Fig. 4, 5 und 7 ($e = 100$, 200, 300 und 500 mm) ist die Druck- anstrengung σ_e' der Eiseneinlagen nach den Messungen bis zu sehr hohen Belastungen kleiner geblieben, als die Rechnung mit $n=15$ angibt.

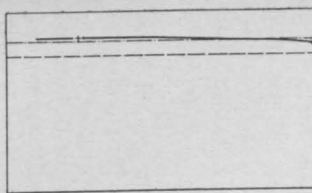


Fig. 48. $e = 100$ mm.

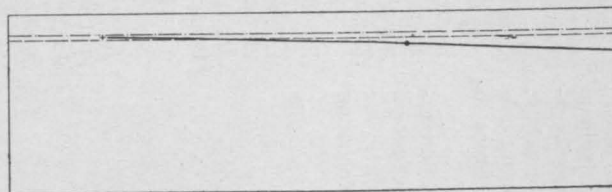
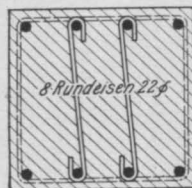
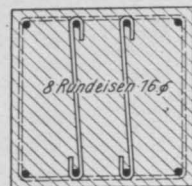


Fig. 52. $e = 100$ mm.

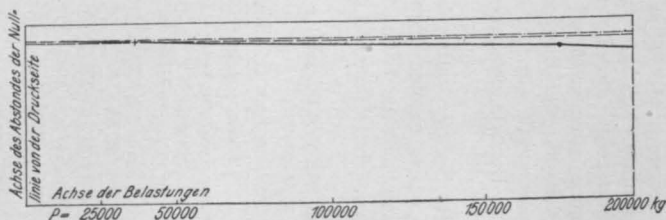


Fig. 55. $e = 100$ mm.

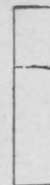


Fig. 49. $e = 200$ mm.

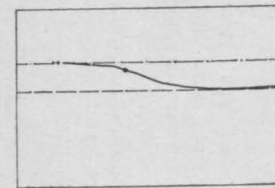


Fig. 50. $e = 200$ mm.

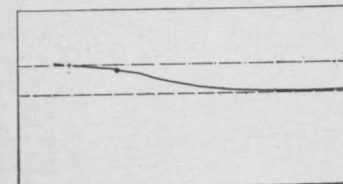


Fig. 53. $e = 200$ mm.

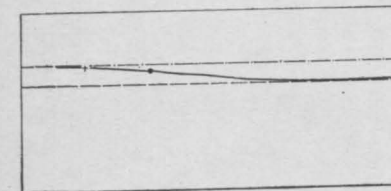


Fig. 56. $e = 200$ mm.

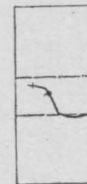


Fig. 51. $e = 500$ mm.

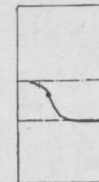


Fig. 54. $e = 500$ mm.

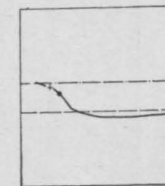


Fig. 57. $e = 500$ mm.

- Lage der Nulllinie nach den Messungen,
- - - Lage der Nulllinie nach der Rechnung mit $n=15$, mit Berücksichtigung des Betons in der Zugzone;
- - - " " " " " " ohne
- Lage der Nulllinie nach den Messungen unter der Belastung, bei welcher die Rechnung mit $n=15$ (ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone) $\sigma_s = 40$ kg/qcm liefert,
- Lage der Nulllinie nach den Messungen unter der Rißbildungslast.



Fig. 60. $e = 100$ mm.

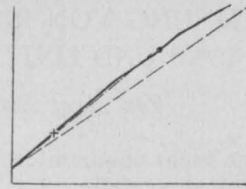


Fig. 58. $e = 200$ mm.



Fig. 59. $e = 500$ mm.

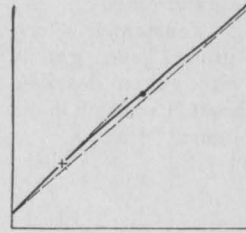
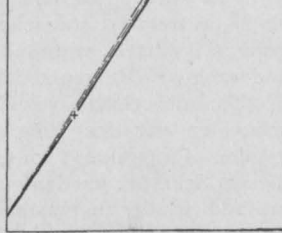
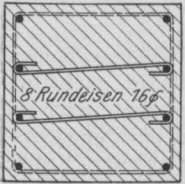


Fig. 61. $e = 200$ mm.



Fig. 62. $e = 500$ mm.

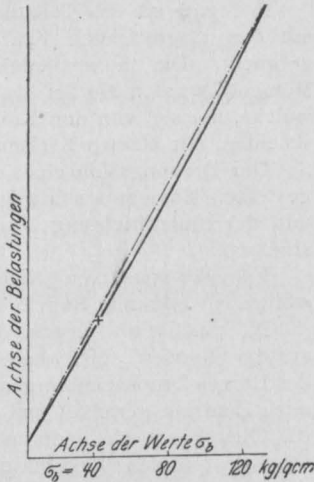
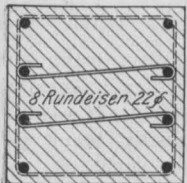


Fig. 63. $e = 100$ mm.

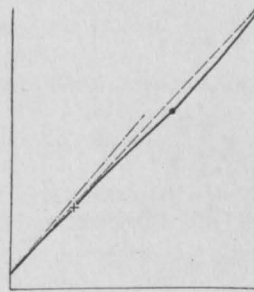


Fig. 64. $e = 200$ mm.

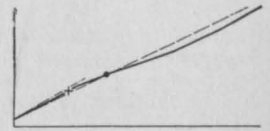


Fig. 65. $e = 500$ mm.

- σ_b nach den Messungen;
- - - σ_b nach der Rechnung mit $n=15$, mit Berücksichtigung des Betons in der Zugzone;
- - - " " " " " " ohne " " " " " " ;
- + σ_b nach den Messungen, gültig für die Belastung, bei welcher die Rechnung mit $n=15$ (ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone) $\sigma_b = 40$ kg/qcm liefert;
- σ_b nach den Messungen, gültig für die Rißbildungslast.

E. Schlußbemerkung.

Im ganzen zeigen die Ergebnisse, daß die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit von Körpern, welche gleichzeitig durch eine Achsialkraft und durch ein von dieser

herrührendes biegendes Moment beansprucht werden, auf Grund der unter den üblichen Annahmen entwickelten Gleichungen mit ausreichender Genauigkeit erfolgen kann.

DIE BERECHNUNG VON RIPPENKUPPELN MIT OBEREM
UND UNTEREM RINGE.

Von Axel Bendixsen (Java).

(Fortsetzung von S. 49.)

3. Ermittlung der statisch nicht bestimmten
Größen im ersten Belastungsfalle.

Die Untersuchung des ersten Belastungsfalles leiten wir nach der oben gegebenen Anleitung mit der Lösung folgender Aufgabe ein:

Ein kreisförmiger Ring konstanten Querschnittes ist in $2 \cdot n$ gleich große Teile geteilt. In jedem Teilpunkte greift eine gegen das Zentrum gerichtete horizontale Kraft H und ein in der Diametralebene wirkendes Moment M an.

Moment M_b , das in der senkrechten Tangentialebene wirkende Moment M_a zusammenfassen. Schubkräfte und Drehmomente treten auf Grund der Symmetrie nicht auf.

Von diesen Größen lassen sich sowohl N_a als M_a mittels der statischen Gleichgewichtsbedingungen ermitteln, während M_b von der Formveränderung des Ringes abhängt.

Um die Größe von N_a und M_a zu finden, schneiden wir den Ring ebenfalls im nächstfolgenden Teilpunkte 1 durch und fügen auch in diesem Schnitte, um den gestörten Gleichgewichtszustand wieder herzustellen, die inneren Kräfte als äußere Kräfte hinzu. Die Größe letzterer muß der vollständigen Symmetrie wegen genau die gleiche sein wie im Querschnitt 0.

In Fig. 2 ist das Teilstück 0—1 des Ringes mit den angreifenden Kräften zur Darstellung gebracht. Die in vertikalen Ebenen wirkenden Momente wurden hierbei als Vektoren dargestellt, welche, um sie von den Kraftvektoren zu unterscheiden, mit kleinen Kreisen versehen sind.

Der Drehsinn eines in dieser Weise dargestellten Momentes soll gegen den Pfeil gesehen mit der Umlaufrichtung des Uhrzeigers übereinstimmen.

Für die positiven Richtungen der Kräfte stellen wir folgende Regeln auf:

N_a positiv als Druck, M_a positiv, wenn es auf der Oberseite, M_b , wenn es auf der Innenseite des Ringes Druckspannungen hervorruft, H positiv nach Zentrum gerichtet und M positiv, wenn es die Oberseite nach innen zu drehen sucht.

Nach diesen Regeln ergeben sich die in der Figur angegebenen Pfeilrichtungen und wir erhalten durch Projektion auf die Achse $X-X$ und durch die Momentengleichung in bezug auf dieselbe Achse folgende Gleichgewichtsbedingungen:

$$N_a - \frac{H}{2} \sin \frac{\pi}{n} - N_a \cos \frac{\pi}{n} = 0,$$

$$-\frac{M}{2} + M_a \sin \frac{\pi}{n} - \frac{M}{2} \cos \frac{\pi}{n} = 0.$$

Durch Auflösung erhalten wir:

$$N_a = \frac{H}{2} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \frac{\pi}{2n}} = k_1 H \dots \dots \dots (1)$$

$$M_a = \frac{M}{2} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \frac{\pi}{2n}} = k_1 M \dots \dots \dots (2)$$

Die Verschiebungen in der Richtung der wirkenden Kräfte sollen ermittelt werden.

Wegen der Symmetrie müssen die Verschiebungen und Drehungen in sämtlichen Punkten die gleiche Größe haben und können nur aus Verschiebungen in radialer Richtung, deren Größe wir mit Δ_a und aus Drehungen im Sinne der Momente, deren Größe wir mit Δ_b bezeichnen, bestehen.

Wir schneiden den Ring im Teilpunkt 0 durch und fügen die in diesem Punkte wirkenden Schnittkräfte als äußere Kräfte hinzu.

Diese Schnittkräfte lassen sich (Fig. 2) in die Normalkraft N_a , das in der Ringebeane wirkende

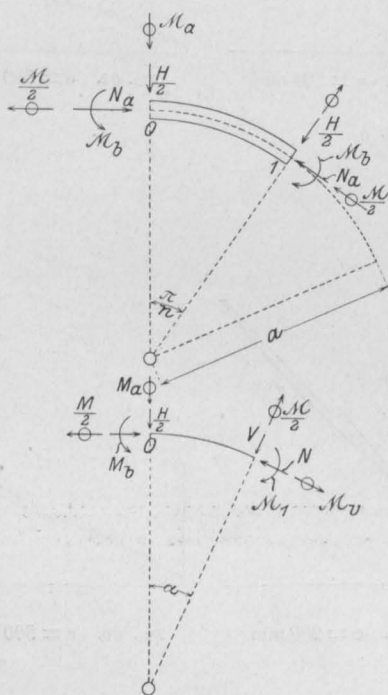


Fig. 2.

wo

$$k_1 = -\frac{1}{2 \operatorname{tg} \frac{\pi}{2n}} \dots \dots \dots (3)$$

In einem beliebigen zwischen 0 und 1 gelegenen Querschnitte, gekennzeichnet durch den Winkel α beträgt das in der Ringebene wirkende Biegemoment

$$M_\alpha = M_b + \frac{H}{2} a [\sin \alpha - 2 k_1 (1 - \cos \alpha)]$$

und die Normalkraft

$$N_\alpha = N_a \cos \alpha + \frac{H}{2} \sin \alpha = \frac{H}{2} (\sin \alpha + 2 k_1 \cos \alpha).$$

Bei der Berechnung der statisch nicht bestimmten Größe M_b wenden wir die für einfach gekrümmte Stäbe geltenden schärferen Formeln an. Wir setzen demnach mit Müller-Breslau (Neuere Methoden, 3. Auflage, Seite 209 ff.):

$$\mathfrak{N}_\alpha = N_\alpha - \frac{M_{1,\alpha}}{a} = H k_1 - \frac{M_b}{a}.$$

Durch Differentiation nach M_b erhalten wir:

$$\frac{\partial M_\alpha}{\partial M_b} = +1,$$

$$\frac{\partial \mathfrak{N}_\alpha}{\partial M_b} = -\frac{1}{a}.$$

Zur Bestimmung von M_b dient nun die Gleichung

$$\int_0^1 \frac{M_\alpha}{EZ} \cdot \frac{\partial M_\alpha}{\partial M_b} ds + \int_0^1 \frac{\mathfrak{N}_\alpha}{EF} \cdot \frac{\partial \mathfrak{N}_\alpha}{\partial M_b} ds = 0,$$

wobei

$$Z = \int y^2 \frac{a}{a-y} dF$$

(y Abstand des Flächenelementes von der neutralen Faser, a Radius).

Die Integrale brauchen nur vom Punkte 0 bis 1 ausgedehnt zu werden, da sämtliche Teilstücke genau denselben Beitrag liefern.

Durch die Gleichung wird ausgesagt, daß die Größe M_b die virtuelle Formänderungsarbeit zu einem Minimum macht.

Setzen wir

$$\frac{Z}{F} = v^2$$

und beachten, daß $ds = a d\alpha$ ist, so geht die obige Gleichung durch Einführung der für M_α und N_α usw. ermittelten Ausdrücke über in

$$\int_0^{\frac{\pi}{n}} \left(M_b + \frac{H}{2} a [\sin \alpha - 2 k_1 (1 - \cos \alpha)] \right) d\alpha - v^2 \int_0^{\frac{\pi}{n}} \left(H k_1 - \frac{M_b}{a} \right) \cdot \frac{1}{a} d\alpha = 0$$

oder

$$\begin{aligned} M_b \left[1 + \frac{v^2}{a^2} \right] \cdot \frac{\pi}{n} \\ = -\frac{H a}{2} \left[\left(1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) - 2 k_1 \left(\frac{\pi}{n} - \sin \frac{\pi}{n} \right) \right] \\ + \frac{v^2}{a} H k_1 \frac{\pi}{n} \\ = \frac{H a}{2} \cdot \frac{\pi}{n} \left[2 k_1 \left(1 - \frac{n}{\pi} \sin \frac{\pi}{n} + \frac{v^2}{a^2} \right) - \frac{n}{\pi} \left(1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) \right]. \end{aligned}$$

Demnach

$$M_b = \frac{H a^3}{2(a^2 + v^2)} \left[2 k_1 \left(1 - \frac{n}{\pi} \sin \frac{\pi}{n} + \frac{v^2}{a^2} \right) - \frac{n}{\pi} \left(1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) \right].$$

Setzen wir

$$k_2 = 2 k_1 \left(1 - \frac{n}{\pi} \sin \frac{\pi}{n} \right) - \frac{n}{\pi} \left(1 - \cos \frac{\pi}{n} \right) \quad (4)$$

geht der Ausdruck über in

$$M_b = \frac{H a^3}{2(a^2 + v^2)} \left[k_2 + 2 k_1 \frac{v^2}{a^2} \right] \dots (5)$$

Zur Erleichterung der Zahlenrechnungen wurden für verschiedene in Frage kommenden Werte von $\frac{\pi}{n}$ die Werte von k_1 und k_2 ermittelt.

Nachdem somit die überzählige Größe des Ringes ermittelt ist, lassen sich die gesuchten Verschiebungen in den Richtungen der Kräfte H und M bestimmen.

Zu diesem Zwecke stellen wir zunächst Ausdrücke für sämtliche Schnittkräfte eines beliebigen Querschnittes auf:

Wir erhalten mit den Bezeichnungen der Fig. 2

$$N_\alpha = N_a \cos \alpha + \frac{H}{2} \sin \alpha,$$

$$V_\alpha = N_a \sin \alpha - \frac{H}{2} \cos \alpha,$$

$$M_{1,\alpha} = M_b + \frac{H}{2} a \sin \alpha - N_a a (1 - \cos \alpha),$$

$$M_{2,\alpha} = \frac{M}{2} \sin \alpha + M_a \cos \alpha,$$

$$M_{v,\alpha} = \frac{M}{2} \cos \alpha - M_a \sin \alpha$$

und wie oben

$$\mathfrak{N} = N_a - \frac{M_b}{a}.$$

Wir differenzieren diese Ausdrücke nach H und M , wobei N_a , M_a und M_b als konstante Größen betrachtet werden dürfen, und finden:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \mathfrak{N}}{\partial H} &= 0, & \frac{\partial \mathfrak{N}}{\partial M} &= 0, \\ \frac{\partial V}{\partial H} &= -\frac{\cos \alpha}{2}, & \frac{\partial V}{\partial M} &= 0, \\ \frac{\partial M_1}{\partial H} &= \frac{a}{2} \sin \alpha, & \frac{\partial V}{\partial M} &= 0, \\ \frac{\partial M_2}{\partial H} &= 0, & \frac{\partial M_2}{\partial M} &= \frac{\sin \alpha}{2}, \\ \frac{\partial M_v}{\partial H} &= 0, & \frac{\partial M_v}{\partial M} &= \frac{\cos \alpha}{2}. \end{aligned}$$

Denken wir uns zunächst den Querschnitt bei 1 festliegend, so ist die Verschiebung von 0 in der Richtung von H gegeben durch

$$\Delta_a' = 2 \int_0^1 \frac{M_1}{EZ} \cdot \frac{\partial M_1}{\partial H} ds + 2 \int_0^1 \frac{V}{GF} \cdot \frac{\partial V}{\partial H} ds^*)$$

und die Drehung Δ_b' im Sinne des Momentes M durch

$$\Delta_b' = 2 \int_0^1 \frac{M_2}{E J_2} \cdot \frac{\partial M_2}{\partial M} ds + 2 \int_0^1 \frac{M_v}{G J_p} \cdot \frac{\partial M_v}{\partial M} ds.$$

Führen wir die oben ermittelten Werte ein, ergibt sich:

$$\begin{aligned} \Delta_a' &= \frac{M_b}{EZ} a^2 \left(1 - \cos \frac{\pi}{n}\right) \\ &+ \frac{H a^3}{2EZ} \int_0^{\frac{\pi}{n}} [\sin \alpha - 2k_1 (1 - \cos \alpha)] \sin \alpha d\alpha \\ &- \frac{H a}{2GF} \int_0^{\frac{\pi}{n}} (2k_1 \sin \alpha - \cos \alpha) \cos \alpha d\alpha \end{aligned}$$

und

$$\begin{aligned} \Delta_b' &= \frac{M a}{2E J_2} \int_0^{\frac{\pi}{n}} (\sin \alpha + 2k_1 \cos \alpha) \sin \alpha d\alpha \\ &+ \frac{M a}{2G J_p} \int_0^{\frac{\pi}{n}} (\cos \alpha - 2k_1 \sin \alpha) \cos \alpha d\alpha, \end{aligned}$$

*) Der Koeffizient 2 rührt daher, daß nach H und M an Stelle von $\frac{H}{2}$ und $\frac{M}{2}$ differenziert wurde.

wofür wir zur Abkürzung schreiben:

$$\begin{aligned} \Delta_a' &= \frac{M_b}{EZ} a^2 \left(1 - \cos \frac{\pi}{n}\right) + \frac{H a^3}{2EZ} K_1' + \frac{H a}{2GF} K_2', \\ \Delta_b' &= \frac{M a}{2E J_2} K_3' + \frac{M a}{2G J_p} K_2'. \end{aligned}$$

Beim Ausrechnen der Integrale erhalten wir:

$$\begin{aligned} K_1' &= K_2' = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{n} - \sin \frac{\pi}{n} \right), \\ K_3' &= \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{n} + \sin \frac{\pi}{n} \right). \end{aligned}$$

Hiermit sind die Verschiebungen im Querschnitt 0 unter der Annahme eines festgehaltenen Querschnittes 1 ermittelt. In der Tat führt aber der Punkt 1 genau dieselbe Verschiebung aus wie 0. Wir erhalten demnach die gesuchte Verschiebung Δ_a des Punktes 0, wenn wir zu der Verschiebung Δ_a' die Komponente in der Richtung OA der Verschiebung des Punktes 1 hinzufügen, also:

$$\begin{aligned} \Delta_a &= \Delta_a' + \Delta_a \cos \frac{\pi}{n}, \\ \Delta_a &= \frac{\Delta_a'}{1 - \cos \frac{\pi}{n}}. \end{aligned}$$

Ebenfalls haben wir

$$\Delta_b = \frac{\Delta_b'}{1 - \cos \frac{\pi}{n}}.$$

Mit den Bezeichnungen

$$K_1 = \frac{K_1'}{1 - \cos \frac{\pi}{n}}$$

und die analogen alsdann

$$\Delta_a = \frac{M_b}{EZ} a^2 + \frac{H a^3}{2EZ} K_1 + \frac{H a}{2GF} K_2 \dots \dots \quad (6)$$

$$\Delta_b = \frac{M a}{2E J_2} K_3 + \frac{M a}{2G J_p} K_2 \dots \dots \dots \quad (7)$$

Die verschiedenen $\frac{\pi}{n}$ entsprechenden Werte von $K_1 = K_2$ und K_3 sind aus den Tabellen zu entnehmen.

Aus den soeben abgeleiteten Ausdrücken geht hervor, daß die Verschiebungen Δ_a und Δ_b direkt proportional den Kräften H bzw. M sind und demnach auf die Form gebracht werden können:

$$\Delta_a = c_1 H \text{ und } \Delta_b = c_2 M.$$

Nachdem wir nunmehr die Deformation eines Ringes bei der vorausgesetzten Belastungsart gefunden haben, können wir dazu übergehen, die

statisch nicht bestimmten Größen des Binders im ersten Belastungsfalle zu bestimmen.

Wie schon vorher erwähnt, bildet der Binder in diesem Falle ein zweifach statisch unbestimmtes System.

Als statisch nicht bestimmte Größen führen wir den Horizontalschub X_a und das am unteren Auflagerpunkte angreifende Moment X_b ein. Bei dieser Wahl der Überzähligen nimmt das Hauptsystem die in Fig. 3 dargestellte Form an.

Hierbei wurde mit R die Resultierende der auf den Binder wirkenden Belastung (einschließlich des dem Binder von dem oberen Ring zukommenden Lastanteiles) bezeichnet. Das obere Widerlager ist auf senkrechte Bahn geführt, dagegen nicht drehbar, während das untere sowohl auf wagerechte Bahn verschiebbar und auch drehbar ist.

Am oberen Auflager wird demnach ein Moment übertragen von der Größe:

$$M = X_b + R \cdot a_0 - X_a \cdot h.$$

Bedeutung nun

ϑ_a die tatsächlich stattfindende Verschiebung des Angriffspunktes a der Kraft X_a in der Richtung $X_a = -1$,

ϑ_b die tatsächlich stattfindende Drehung der Tangente b in der Richtung $X_b = -1$,

L_a die virtuelle Arbeit der Auflagerkräfte für den Zustand $X_a = -1$,

L_b die virtuelle Arbeit der Auflagerkräfte für den Zustand $X_b = -1$,

lauten die uns zur Ermittlung der statisch nicht bestimmbar Größen zur Verfügung stehenden Gleichungen wie folgt:

$$\left. \begin{aligned} L_a + \vartheta_a &= \sum P_m \cdot \vartheta_{ma} - X_a \cdot \vartheta_{aa} - X_b \cdot \vartheta_{ab} \\ L_b + \vartheta_b &= \sum P_m \cdot \vartheta_{mb} - X_a \cdot \vartheta_{ab} - X_b \cdot \vartheta_{bb} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

wobei die mit Doppelzeiger behafteten ϑ die gewöhnliche Bedeutung haben.

Aus der vorhergehenden Untersuchung wissen wir, daß die Verschiebung bzw. Drehung des oberen Auflagerpunktes geschrieben werden kann:

$c_1 \cdot X_a$ gegen Zentrum und

$c_2 \cdot M = c_2 (X_b + R \cdot a_0 - X_a \cdot h)$ im Sinne des

Uhrzeigers, dagegen

$\vartheta_a = C_1 \cdot X_a$ nach außen und

$\vartheta_b = C_1 \cdot X_b$ gegen den Uhrzeiger.

Die Werte der dem Druckringe angehörigen Konstanten c_1 und c_2 und der dem Zugringe angehörigen C_1 und C_2 sind aus den Gleichungen (6) und (7) zu ermitteln.

In Fig. 3a ist der Zustand $X_a = -1$ darge-

stellt. Die virtuelle Arbeit der Auflagerkräfte wird in diesem Falle:

$$L_a = 1 \cdot c_1 \cdot X_a - h \cdot c_2 (X_b + R \cdot a_0 - X_a \cdot h).$$

Für den Zustand $X_b = -1$ erhalten wir (Fig. 3b) die virtuelle Arbeit

$$L_b = +1 \cdot c_2 (X_b + R \cdot a_0 - X_a \cdot h)$$

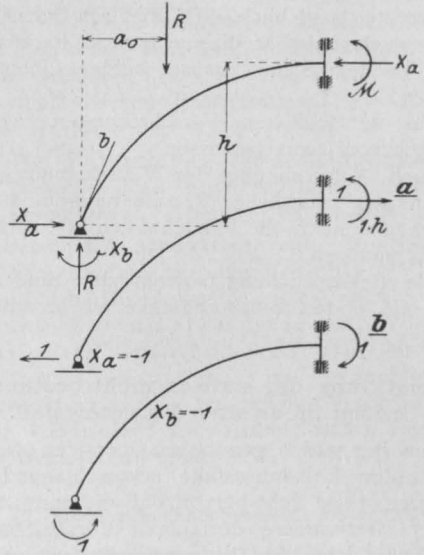


Fig. 3.

Die Verschiebungen ϑ_{ma} und ϑ_{mb} im Hauptsysteme infolge der Belastungen $X_a = -1$ und $X_b = -1$ werden am einfachsten durch das Aufzeichnen zweier Verschiebungspläne gefunden.

Diese Verschiebungspläne können zunächst unter der Voraussetzung aufgetragen werden, daß der obere Auflagerpunkt und die in diesem Punkte an die Stabachse gelegten Tangenten unverrückbar sind.

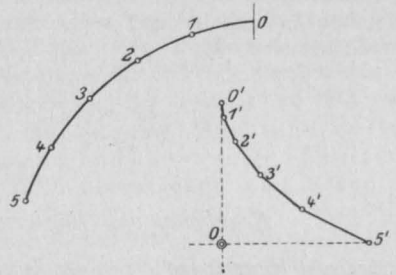


Fig. 4.

Stellt in Fig. 4 der Linienzug $0'$ bis $5'$ einen unter dieser Voraussetzung ermittelten Verschiebungsplan vor, so gelangen wir zu den tatsächlichen Verschiebungen durch die Bedingungen, daß sich

der Punkt 5 wagerecht, der Punkt 0 dagegen senkrecht verschoben muß, woraus folgt, daß die Punkte 0'' und 5'' der mit der gleichen Stabachse ähnlich gestalteten, jedoch um 90° gedrehten Figur, von welcher aus die Verschiebungen gemessen werden sollen, bzw. auf einer Wagerechten durch 5' und einer Senkrechten durch 0 liegen müssen.

Da nun aber die Tangente im oberen Auflagerpunkte tatsächlich ihre Richtung nicht ändert, so schwindet in diesem Falle die genannte Figur in dem Schnittpunkte beider Linien zusammen.

Die tatsächlichen Verschiebungen werden demnach von 0 aus gemessen

Nach Aufzeichnung der Verschiebungspläne kennen wir sämtliche Verschiebungen ϑ und können nunmehr die Gleichungen (8) nach X_a und X_b auflösen.

Die Beanspruchung sowohl der Binder als Ringe im ersten Belastungsfall ist hiermit bekannt.

4. Ermittlung der statisch nicht bestimmten Größen im zweiten Belastungsfall.

Aus der vorhin gegebenen Übersicht über die im zweiten Belastungsfall einzuschlagende Berechnungsweise geht hervor, daß die erste Arbeit in der Bestimmung derjenigen Verschiebungen besteht, welche die Auflagerpunkte am unteren Ringe unter der Einwirkung der Belastung erfahren würden, falls der als starr vorausgesetzte Druckring in seiner Ebene festgehalten wird, während die Auflagerpunkte am Zugringe losgelöst werden, sowie in der Ermittlung derjenigen Kräfte, welche aufgebracht werden müssen, um die Verschiebungen der Auflagerpunkte wieder rückgängig zu machen.

Da sämtliche äußeren Kräfte in den Bindeebenen liegen, müssen die Auflagerpunkte sich in diesen Ebenen bewegen. Die Verschiebung eines Auflagerpunktes ist deshalb bekannt, wenn die Komponenten in radialer und senkrechter Richtung berechnet sind.

Die horizontale Komponente läßt sich nun mit Hilfe des bereits bei der Untersuchung des ersten Belastungsfalles gezeichneten Verschiebungsplanes für den Zustand $X_a = -1$ ermitteln, wobei darauf zu achten ist, daß die Verschiebungen in diesem Falle nicht von 0, sondern vom Punkte 0' zu messen sind, weil hier die Auflagerbedingungen den beim Aufzeichnen der Fig. 0'—5' gemachten Annahmen entsprechen.

Um die senkrechte Komponente bestimmen zu können, bedarf es des Aufzeichnens eines zweiten Verschiebungsplanes für den Zustand $X_b = -1$, indem hier unter X_b der nach oben positiv gerechnete, senkrechte Auflagerdruck verstanden wird, demnach unter $X_b = -1$ eine nach unten gerichtete Kraft von der Größe 1.

Mit der gebräuchlichen Bedeutung der Buchstaben haben wir nun zur Bestimmung der hinzuzufügenden Auflagerkräfte die Gleichungen:

$$\sum P_m \cdot \vartheta_{ma} = X_a \cdot \vartheta_{aa} + X_b \cdot \vartheta_{ab}$$

$$\sum P_m \cdot \vartheta_{mb} = X_a \cdot \vartheta_{ab} + X_b \cdot \vartheta_{bb}$$

Mit Einführung der abgekürzten Bezeichnungen

$$m_1 = \frac{\vartheta_{aa}}{\vartheta_{aa} \cdot \vartheta_{bb} - \vartheta_{ab}^2}, \quad m_2 = \frac{\vartheta_{ab}}{\vartheta_{aa} \cdot \vartheta_{bb} - \vartheta_{ab}^2}$$

$$\text{und } m_3 = \frac{\vartheta_{bb}}{\vartheta_{aa} \cdot \vartheta_{bb} - \vartheta_{ab}^2} \text{ gehen die Gleichungen}$$

über in:

$$\left. \begin{aligned} X_a &= m_3 \cdot \sum P_m \cdot \vartheta_{ma} - m_2 \cdot \sum P_m \cdot \vartheta_{mb} \\ \text{und } X_b &= m_1 \cdot \sum P_m \cdot \vartheta_{mb} - m_2 \cdot \sum P_m \cdot \vartheta_{ma} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Nach diesen Formeln berechnen wir sämtliche Auflagerkräfte der belasteten Binder, welche wir mit der wirkenden Belastung vereinigen, wobei wir die nach unten positiv gezählte Kraft N , die nach links wirkende horizontale Kraft H und das gegen den Uhrzeiger drehende Moment M erhalten mögen.

(Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister R. Schober (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Mahlen der Drehrohrenklinker. Von Karl Reinbold. Es werden die Ursachen be-

sprochen, die die schwerere Mahlung der Drehrohrenklinker gegenüber den Schachtofenklinkern verursachen. Tonindustriezeitung 1915. Nr. 17.

Drehrohrenbetrieb im Kriege. Es wird auf die Nachteile des beschränkten Betriebes

infolge des Krieges hingewiesen, die beim Drehrohfen viel unangenehmer wirken als beim Schachtofen. Tonindustriezeitung 1915. Nr. 8.

Zement für Kunststeine. Von C. Mittmann. Verf. gibt Hinweise für die Behandlung von Zement, um das Verblässen der Farben bei Kunststeinen zu vermeiden. Tonindustriezeitung 1915. Nr. 15.

2. Prüfung und Untersuchung.

Die Änderungen der Abbindungsgeschwindigkeit des Zementes bzw. Betons durch Zusätze. Von Professor Dr. P. Rohland in Stuttgart. Verfasser bespricht die Vorgänge bei diesen Erscheinungen und gibt eine Anzahl Versuchsergebnisse zu dieser Frage bekannt. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 1.

Wie kann das Mischungsverhältnis von erhärtetem Beton bestimmt werden? Von Dr.-Ing. H. Nitzsche in Frankfurt a. M. Es werden zunächst das einzuschlagende Verfahren zur Ermittlung des Mischungsverhältnisses und dann die verschiedenen Fälle, die in der Praxis vorkommen können, behandelt. Der Brückenbau 1915. Heft 3.

3. Wirtschaftliches.

Papiersackpackung für Zement. Es wird die Verwendungsmöglichkeit von Papiersäcken an Stelle der infolge des Krieges mangelnden Jute erörtert. Tonindustriezeitung 1915. Nr. 11.

II. Theorie.

Ermittlung der Abmessungen einfach und doppelt bewehrter Eisenbetonquerschnitte bei reiner Biegung sowie bei exzentrischem Druck und Zug. Nachtrag zu dem Aufsatz in Nr. 22, 23 und 24, Jahrg. 1914, der Deutschen Bauzeitung, Mitteilungen. Von Dipl.-Ing. W. Stark, Ober-Ingenieur der A.-G. Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Karlsruhe.

Bestimmung der Eisenquerschnitte in doppelt bewehrten Verbundquerschnitten bei gegebener Konstruktionshöhe. Von Städtischer Bauamtmann A. Herndl in München. Die Formeln werden für reine Biegung und Biegung mit Achsialdruck aufgestellt und ihre Anwendung an einem rechnerischen Beispiel gezeigt. Beton u. Eisen 1915. Heft 2/3.

Zur Stabilitätsuntersuchung von Stützmauern. Von Ingenieur W. Gleuel in Cassel. Nachdem Verf. zunächst eingehend die äußeren und inneren Kräfte bei Stützmauern untersucht, führt er ausführlich die statische Berechnung einer hohen Mauer durch, um zu zeigen, daß trotz zulässiger Fugenspannung gegebenenfalls die Sicherheit gegen Kippen und Gleiten nicht gewährleistet ist. Der Brückenbau 1915. Heft 2.

Berechnung von Rollenauflagern. Von K. k. Ober-Ingenieur Dr. L. Barták. Ausführliche theoretische Untersuchungen. Österreichische Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1915. Heft 1 und 2.

Über die Berechnung der an Kugel- und Rollenlagern auftretenden Materialspannungen. (Berichtigungen der H. Hertz'schen Gleichungen.) Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt, Berlin-Lichterfelde. Von E. Rasch. Eine ausführliche Abhandlung zu dieser wichtigen Frage auf Grund von Versuchen und theoretischen Erörterungen. Der Eisenbau 1915. Nr. 1.

Die Berechnung von Rippenkuppeln mit oberem und unterem Ringe. Von Axel Bendixsen (Java). Armierter Beton 1915. Heft 2.

Eine Konstruktion zur Bestimmung des Trägheitsmomentes beliebiger Flächen bezüglich der Achsen eines rechtwinklig ebenen Koordinatensystemes. Von stud. techn. Hans Grabscheid. Es wird ein neues Verfahren beschrieben, das gegenüber der Konstruktion nach Nehls gewisse Verbesserungen zeigt. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1915. Heft 3/4.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Wahl des Größtenwertes der Elastizitätsverhältniszahl für die Berechnung von Eisenbetonträgern. Von Geh. Hofrat M. Möller, Professor an der Technischen Hochschule in Braunschweig und Dipl.-Ing. M. Brunckhorst, Assistent an der Hochschule. Die vorliegende Arbeit behandelt die Frage, ob die übliche Annahme der Verhältniszahl der Elastizitätsmodule des Eisens und des Betons den tatsächlichen Verhältnissen entspricht. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 1.

Weitere Untersuchungen von Eisenbetonsäulen. Von Dr.-Ing. Fritz von Emperger. Die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zu dieser Frage werden sehr ausführlich mitgeteilt. Beton und Eisen 1915. Heft 2/3.

Versuche von C. Bach und O. Graf mit bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die durch zentrischen und exzentrischen Druck belastet werden. Von C. Bach. Armierter Beton 1915. Heft 2.

Neuere amerikanische Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens. Die Versuche des Professors N. A. Talbot am Laboratorium für angewandte Mechanik der Universität von Illinois in Urbana werden nach Anordnung und Ergebnissen mitgeteilt. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1915. Nr. 4.

Das Verhalten von Guß(Konkret)betonbauten im Feuer. Von Wendt in Berlin. Der große Brand auf den Edison-Werken in Amerika, bei denen außer den Eisenbetonbauten alle anderen Bauweisen versagt haben, wird eingehend beschrieben und an Einzelfällen das Verhalten des Eisenbetons besprochen. Mit Abb. Zentralblatt 1915. Heft 15.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Unbeschränkte Zulassung von Eisenportlandzement zu öffentlichen Bauten. Die amtlichen Versuche des Materialprüfungsamtes in Berlin, die zur Zulassung des Eisenportlandzementes geführt haben, werden mitgeteilt. Tonindustriezeitung 1915. Nr. 21.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Marmorzement — Edelgips. Es wird richtiggestellt, daß die Bezeichnung Marmorzement besser durch Edelgips ersetzt werde. Tonindustriezeitung 1915. Nr. 18.

Behandlung von Betonsäulen durch Sandstrahlgebläse. Eingehende Angaben über die Verwendbarkeit des Sandstrahlgebläses bei der Behandlung von Betonflächen, die durchaus nicht so einfach ist. Tonindustriezeitung 1915. Nr. 19.

Verstellbare eiserne Stampfformen für Betonsäulen. Kurze Beschreibung von neueren amerikanischen Ausführungen. Tonindustriezeitung 1915. Nr. 17.

Siegwart-Rohre. Die Herstellung dieser Eisenbetonrohre für hohen Druck wird eingehend beschrieben. Deutsche Bauzeitung, Mitteil. 1915. Nr. 3.

Einsturz einer Eisenbetonhalle. Infolge mangelhafter Ausbildung des eisernen Zugbandes stürzte das Bogendach, ein Zweigelenkträger mit Zugband, zusammen. Tonindustriezeitung 1915. Nr. 14.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Eisenbetonkonstruktionen des Palace-Hotel Bellevue in Bern. Von Terner und Chopard, Ingenieurbureau in Zürich. Mit Abbildungen werden die Eisenbetontragteile an diesem großen Bau, wie Fundamente, große Rahmenbinder und Dachausbildungen ausführlich beschrieben und die statischen Untersuchungen mitgeteilt. Schweizer. Bauzeitung 1915. Bd. 65. Nr. 3 und 4.

Der Eisenbeton beim Neubau eines Verwaltungsgebäudes der chemischen Fabrik von E. Merck bei Darmstadt. Von Stadtbaurat H. Steinberger in Darmstadt.

Es werden eingehend die Berechnungen und Ausführungsarten aller in Eisenbeton hergestellten Hauptkonstruktionen des Gebäudes angegeben. Mit Abb. Beton und Eisen 1915. Heft 2/3.

Die Neubauten der Waggonfabrik Jos. Rathgeber A.-G. in Moosach bei München. Architekten und Ausführung Gebr. Rank in München. Von Architekt Regierungsbaumeister Hans Allwang in Augsburg. Baubeschreibung der Gesamtanlage und der verschiedenen hierbei ausgeführten Anlagen in Eisenbeton. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung, Mitteil. 1915. Nr. 3 u. 4.

Krematorium zu Görlitz. Von Ing. Ernst Lorenz, Direktor der Allgemeinen Beton- und Eisengesellschaft, Berlin. Beschreibung des in Eisenbeton im Jahre 1913 errichteten Gebäudes. Mit Abb. Beton und Eisen 1915. Heft 2/3.

Der Silo aus Eisenbeton in der amerikanischen Landwirtschaft. Von Ingenieur Ernst Schick, Wien. Für die neue Art der amerikanischen Landwirtschaft, das Grünfutter für das Vieh in luft- und wasserdichten Behältern zu konservieren und erst das etwas in Gährung geratene Futter zu verfüttern, haben sich kleine Silos aus Eisenbeton sehr gut bewährt. Mit Abbildungen werden diese verschiedenen Arten von Silos in Form und Herstellung mit Einzelheiten vorgeführt. Beton und Eisen 1915. Heft 2/3.

Schachtanlage und Traß-Silo auf der Grube „Idylle“ in Kruft (Rheinland). Erbaut von der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Bieberich a. Rh. Von Dr.-Ing. Paul Müller, Bieberich a. Rh. Ausführliche Mitteilungen über Bau und Konstruktion dieser Eisenbetonanlagen. Mit vielen Abbildungen. Deutsche Bauztg. Mitt. 1915. Nr. 2 u. 3.

Bemerkenswerte Ausführungen in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Albert Dischinger, ehem. Oberingenieur der Firma Friedrich Vollrath, Wesel. Die eingehende Berechnung und Bauausführung eines Kaminkühlers für die Gutehoffnungshütte in Oberhausen wird vorgeführt. Dieser Kaminkühler wurde aus architektonischen Gründen nicht in der sonst üblichen, weil billigeren Bauweise — Eisen mit Holzverschalung —, sondern in Eisenbeton ausgeführt. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1915. Heft 2/3.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Neckarbrücke Ziegelhausen-Schlierbach. Von Regierungsbaumeister Albert Hang bei der Großherzogl. Wasser- und Straßenbauinspektion Heidelberg. Eine sehr ausführliche Beschreibung der Eisenbeton-Bogenbrücke mit Spannweiten bis zu 41 m. Alle Bauarbeiten — Gründungen und Wölbarbeiten —, ebenso alle konstruktiven Einzelheiten werden an der Hand zahlreicher Abbildungen eingehend mitgeteilt. Deutsche Bauztg. 1915. Nr. 6, 8, 9, 10 und 12.

Übergangssteg in La Louvière. Von Ingenieur L. Herzka, Wien. Kurze Beschreibung eines Vierendeelträgers in Eisenbeton von 56 m Stützweite. Mit Abbildungen. Zeitschrift für Betonbau 1915. Heft 1.

Brücke über die Gottleubamündung. Von Oberbaurat Stecher, Pirna bei Dresden. Mit Abbildungen wird die Leinpfadbrücke an der Elbe über die Gottleuba beschrieben. Die Berechnung der Balkenbrücke aus Eisenbeton wird im einzelnen vorgeführt. Beton und Eisen 1915. Heft 2/3.

Einige neuere Ausführungen und Erfahrungen aus dem amerikanischen Betonbrückenbau. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick. Verfasser bringt eingehende Mitteilungen über eine große Zahl neuer amerikanischer Betonbrücken, die sich sowohl durch ihre Länge als auch Spannweiten auszeichnen. Daneben werden auch die Verwendung von Betonpiloten, der Vorteil fetter Betonmischungen, das Einbetonieren eiserner Tragwerke, wie überhaupt alle wesentlichen Unterschiede zwischen unserer und der amerikanischen Bauweise besprochen. Der Brückenbau 1915. Heft 4.

Brückenbau in den Philippinen. Mit Abbildungen werden verschiedene Brückenbauwerke auf den Philippinen beschrieben. Der Brückenbau 1915. Heft 4.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Der Ausbau von Pyrenäen-Wasserkraften zur Versorgung der Stadt Barcelona und der Provinz Catalonien mit elektrischer Energie. Von A. Paul, Ingenieur in Zürich. In der sehr ausführlichen Beschreibung werden neben dem Maschinen- und elektrotechnischen Teil der gewaltigen Anlagen auch mit vielen Abbildungen die großen Bauwerke in Beton, Eisenbeton und Mauerwerk — wie Brücken, Wehre, Talsperren — eingehend nach Konstruktion und Bauausführung, die ganz nach amerikanischem Muster erfolgt ist, besprochen. Zeitschrift d. V. D. I. 1915. Nr. 2 und 4.

Verstärkung der Gründung eines Durchlasses durch Preßbetonpfähle. Von Koll, Regierungsbaumeister, Myslowitz. Eine sehr ausführliche Beschreibung der umfangreichen und

schwierigen Arbeit mit allen Einzelheiten. Viele und gute Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 12.

Ersatz von beschädigten Pfählen eines Pfahlrostes. Von Zander, Regierungs- und Baurat, Emden. Als Ersatz beschädigter Holzpfähle eines Pfahlrostes für eine Kaimauer in Emden sind dort eiserne Pfähle mit nachträglicher Betonfüllung eingespült worden. Alle Einzelheiten werden mitgeteilt und mit Abbildungen beschrieben. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 11.

Eiserne Spundbohlenform „Rote Erde.“ Von Regierungsbaumeister Range, Stadtbaupinspektor, Altona. Verfasser berichtet im Anschluß an den Aufsatz von Scheck: „Bauwissenschaftliche Versuche mit eisernen Spundwänden“ (Zentralblatt 1914 S. 489) über die Ergebnisse und Erfahrungen beim Rammen mit der eisernen Spundbohlenform „Rote Erde“. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 7.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Eisenbeton-Stützmauer. Von Ing. F. Knispel. Die Einfriedigung für die Militärneubauten in Insterburg, deren freie Höhe 2,6 m und deren Gesamthöhe 5,4 m beträgt, wird in Abbildung genau beschrieben und die Berechnung mitgeteilt. Tonindustrie-Zeitung 1925. Nr. 21 u. 22.

Splittersichere Unterkünfte im Felde. Von Dr.-Ing. Fritz von Emperger. Diese zerlegbaren Unterstände aus Eisenbetonsäulen, Zementdielen und eigenartigen Deckenteilen werden mit Einzelheiten und guten Abbildungen eingehend beschrieben. Beton und Eisen 1915. Heft 2/3.

Der Ausbau der Druckpartie im Simplontunnel II km 4,452 bis 4,500 ab Südportal. Von Oberingenieur F. Rothpletz in Bern. Verfasser erörtert zunächst die Gesichtspunkte, die für den Ausbau dieses sehr schwierigen Teiles zu beachten waren, und gibt dann mit vielen Abbildungen die ausführliche Beschreibung der Bauausführung. Schweizer. Bauztg. 1915, Bd. 65, Nr. 4, 5 u. 6.

VI. Allgemeine Fragen.

— — —

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Einsturz eines Neubaus durch Ausschachtungen auf dem Nachbargrundstück.

Urteil des Reichsgerichts vom 2. Dezember 1914.
Bearbeitet von Rechtsanwalt Dr. F. Walther-Leipzig.

(Nachdruck auch im Auszug verboten.) Das Reichsgericht hat wiederholt ausgesprochen, daß Unfallverhütungsvorschriften von Bauberufsgenossenschaften — keine „Schutzgesetze“ im Sinne des Gesetzes — nicht bloß einen Niederschlag praktischer Berufserfahrung darstellen,

dessen Berücksichtigung dem Ermessen der Mitglieder anheimgegeben wäre, sondern eine für sie verbindliche Norm ihres Handelns bilden. Von dieser abzuweichen, auf Grund der subjektiven Ansicht, daß die Beobachtung der Vorschrift im besonderen Falle nicht erforderlich sei, kann, wenigstens in der Regel, dem einzelnen Mitglied nicht gestattet sein. In der Zuwiderhandlung gegen derartige Vorschriften, die, wenn sie auch in erster Linie im Vermögensinteresse der Berufsgenossenschaften erlassen sein mögen, doch zugleich der Verhütung von Betriebs-

unfällen und damit also dem öffentlichen Interesse dienen, muß daher eine Außerachtlassung der durch die Mitglieder der Berufsgenossenschaften im Verkehr zu betätigenden Sorgfalt gefunden werden. Hierzu sei auf nachstehenden Fall verwiesen:

Als der Bau des Architekten E. bis zur Dachhöhe gediehen war, begann der Maurermeister M. auf dem unmittelbar anstoßenden Grundstück mit Ausschachtungsarbeiten, um gleichfalls ein Wohnhaus zu bauen. An einem Maimorgen des Jahres 1907 stürzte nun der Fronteckpfeiler des Baues des Architekten mit einem Teile des an das Grundstück des M. anstoßenden Giebels ein. E. machte für den dadurch ihm entstandenen Schaden den M. verantwortlich, seine Klage wurde aber sowohl vom Landgericht wie vom Kammergericht Berlin als Berufungsgericht abgewiesen. Dagegen hatte seine beim Reichsgericht eingelegte Revision Erfolg. Der fünfte Zivilsenat des obersten Gerichtshofes führte aus:

Bei Prüfung der Frage des Verschuldens geht der Berufsrichter insofern von einem rechtlich nicht zu billigenden Gesichtspunkte aus, als er wiederholt betont, daß dabei die von einem „normalen“ oder „Durchschnitts-Maurermeister“ zu erwartende Einsicht in Betracht komme. Der Beklagte hat nun den Bau selbst mit Hülfe eines Poliers ausgeführt, also die Tätigkeit eines Bauunternehmers entfaltet. Von einem Bauunternehmer aber, namentlich in einem Vororte Berlins, der selbstständig Bauten ausführt, muß ein erheblich höheres Maß von Aufmerksamkeit verlangt werden, als von einem „normalen“ oder Durchschnitts-Maurermeister, d. h. von einem solchen, der sich auf die Ausübung seines Handwerks beschränkt. Aber auch abgesehen von diesem unrichtigen Ausgangspunkte erscheint die Verneinung der Fahrlässigkeit von Rechtsirrtum beeinflusst. Zwar erkennt der Berufsrichter an, daß die Unfallverhütungsvorschriften der nordöstlichen Bauberufsgenossenschaft, welche einen Niederschlag praktischer Berufserfahrung darstellten, „gegen den Beklagten sprechen“, in denen u. a. vorgeschrieben ist, daß neben vorhandenen Bauwerken der Bodenaushub und die Aufmauerung der neuen Fundamente erst nach Anbringung von erforderlichen Absteifungen vorzunehmen ist. Er meint aber, diese Vorschriften ließen natürlich der Beurteilung der Sachlage im einzelnen einen gewissen Spielraum, und würdigt sie damit nicht zutreffend. Denn diese Vorschriften bilden eine für die Mitglieder verbindliche Norm ihres Handelns. Daß der Beklagte Mitglied der genannten Berufsgenossenschaft ist, wird vom Berufsrichter ersichtlich angenommen. Er hat auch durch Vornahme der Ausschachtung ohne irgendeine Sicherungsmaßregel den Vorschriften zuwidergehandelt. Einen die Zuwiderhandlung rechtfertigenden Grund konnte der Berufsrichter nicht ohne Rechtsirrtum darin finden, daß der Beklagte der Meinung war, die Befolgung der Vorschrift sei im vorliegenden Falle nicht erforderlich. Denn angesichts der bestehenden Vorschrift mußte sich der Beklagte bei Anwendung der von ihm zu erfordernden Aufmerksamkeit sagen, daß seine Meinung möglicherweise auch unrichtig sein und demnach durch Unterlassung der vorgeschriebenen Sicherung der Bau gefährdet werden könne. Sollte etwa der Beklagte von dem Bestehen der Vorschriften keine Kenntnis gehabt haben, so wäre zu prüfen gewesen, ob nicht die Fahrlässigkeit darin erblickt werden müßte, daß er einen Bau unternommen hat, ohne sich von den darüber bestehenden Vorschriften Kenntnis

zu verschaffen. Sonach war das vorinstanzliche Urteil aufzuheben und die Sache zur anderweiten Verhandlung und Entscheidung an das Kammergericht zurückzuverweisen. sk.

Patentschutz an feindliche Ausländer.

Urteil des Reichsgerichts.

Artikel 4 der Internationalen Union zum Schutze des gewerblichen Eigentums vom 20. März 1883, zu deren Mitgliedern auch Frankreich und England gehören, bestimmt, daß, wer in einem der Vertragsstaaten ein Patent anmeldet, zwölf Monate Prioritätsrechte zur Anmeldung in den anderen Vertragsstaaten genießt. In einem jüngst vom Reichsgericht entschiedenen Prozeß, in welchem eine deutsche Firma gegen eine französische klagte, war die Frage strittig, ob der letzteren Firma gegenüber, da Frankreich mit uns im Kriege befindet, der Schutz des Artikels 4 zuzuerkennen, mithin die Priorität nach Maßgabe der Anmeldung des französischen Patentes anzuerkennen sei. Das Reichsgericht hat diese Frage bejaht und dabei Ausführungen von allgemeiner grundsätzlicher Bedeutung gegeben. Der 1. Senat des höchsten Gerichtshofes führt in der Hauptsache aus:

Die Konvention von 1883 ist zum Reichsgesetz erhoben und ein Bestandteil des deutschen Rechts über den gewerblichen Rechtsschutz geworden. Wenn es nun auch richtig sein mag, daß die völkerrechtliche Verbindlichkeit des Abkommens denjenigen Staaten gegenüber, mit denen wir uns im Kriege befinden, durch den Ausbruch des Krieges ohne weiteres aufhört, so tritt hierdurch noch nicht der Inhalt der Konvention, soweit er zum Bestandteil unseres Bürgerlichen Rechts geworden ist, bezüglich der Angehörigen der uns feindlichen Staaten außer Kraft. . . . Dem deutschen Völkerrecht liegt die Anschauungsweise gewisser ausländischer Rechte fern, daß der Krieg unter möglicher wirtschaftlicher Schädigung der Angehörigen feindlicher Staaten zu führen ist und daß dieselben daher im weiten Umfange der Wohltaten des gemeinen bürgerlichen Rechts zu berauben sind; vielmehr gilt der Grundsatz, daß der Krieg nur gegen den feindlichen Staat als solchen und gegen dessen bewaffnete Macht geführt wird und daß die Angehörigen der feindlichen Staaten in bezug auf das bürgerliche Recht in demselben Maße den Inländern gleichgestellt sind, wie dies vor dem Kriege der Fall war, d. h. soweit nicht gesetzliche Ausnahmen bestehen, in allen Beziehungen. Selbstverständlich schließt dieser Grundsatz nicht aus, daß, insbesondere nach dem Recht der Vergeltung, durch ein besonderes Gesetz eine andere Behandlung feindlicher Ausländer vorgeschrieben wird, wie dies ja auch im gegenwärtigen Kriege mehrfach geschehen ist. Ein solches Gesetz ist aber für den gewerblichen Rechtsschutz bisher nicht ergangen. Solange dies nicht geschehen ist, hat der deutsche Richter die Bestimmungen der Konvention nach wie vor anzuwenden. Denn wenn auch die im Kriege befindlichen Staaten einander gegenüber völkerrechtlich nicht mehr an die Konvention gebunden sein sollten, so besteht doch für alle die Möglichkeit, den bisher bestehenden Zustand im vollen Umfange aufrechtzuerhalten und die Bestimmungen der Konvention innerhalb ihres Herrschaftsgebietes durchzuführen. Es ist keineswegs zu vermuten, daß die gesetzgebenden Faktoren Deutschlands stillschweigend die Bestimmungen der Konvention bezüglich der Angehörigen der feindlichen Staaten außer Kraft setzen wollen. sk.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die Technische Hochschule in Danzig hat dem Geheinen Regierungsrat Prof. Dr. Hirschwald, Vorsteher des mineral.-geologischen Instituts der Technischen Hochschule Berlin, anlässlich seines 70. Geburtstages, „in

Anerkennung seiner Verdienste um die Nutzbarmachung mineralogisch-petrographischer Arbeitsmethoden für die bautechnische Gesteinprüfung, die er in zwanzigjähriger Arbeit mit lückenloser Folgerichtigkeit ausgebaut hat“ die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.